

PROCESO DE DISEÑO PARA EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO DE 1 A
5 PISOS, EN EL MUNICIPIO DE PEREIRA, BASADO EN LA ACI 318-02



INVESTIGADOR:

Alejandro Alzate Buitrago

Carlos Humberto Arenas

AUXILIARES INVESTIGADORES:

Jorge Eduardo Ortega Portilla

Gustavo Adolfo Tabares Burgos

UNIVERSIDAD LIBRE SECCIONAL PEREIRA

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SEMILLERO DE INVESTIGACIÓN

PEREIRA

2014

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	9
1. INTRODUCCIÓN.....	10
2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	12
3. OBJETIVOS.....	13
3.1. OBJETIVOS GENERALES.....	13
3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	13
4. JUSTIFICACIÓN	14
5. ANTECEDENTES	15
6. MARCO DE REFERENCIA	16
6.1. MARCO TEORICO	16
6.1.1. CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO	16
6.1.2. CICLO DE VIDA UTIL DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO.	17
6.1.3. AMENAZA SÍSMICA	17
6.1.4. SISTEMAS ESTRUCTURALES	18
6.1.5. COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R	20
6.1.6. FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	21
6.1.7. GRADO DE IRREGULARIDAD EN LA ESTRUCTURA	22
6.1.8. CONFIGURACIÓN EN PLANTA	22
6.1.9. CONFIGURACIÓN EN ALTURA.....	25
6.1.10. MASAS Y PESOS DE LOS MATERIALES	27
6.1.11. CARGAS MUERTAS.....	28
6.1.12. CARGAS VIVAS.....	29
6.1.13. COMBINACIONES DE CARGA	31
6.1.14. CARGAS MUERTA Y VIVA	31
6.1.15. CARGA POR LLUVIA, NIEVE Y CARGA VIVA EN CUBIERTAS INCLINADAS	31
6.1.16. VIENTO	32
6.1.17. FUERZAS SÍSMICAS.....	32
6.1.18. EMPUJE DE TIERRAS	32
6.1.19. MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	33

6.1.20.	COEFICIENTE DE IMPORTANCIA	35
6.1.21.	PERÍODO APROXIMADO DE LA ESTRUCTURA.....	37
6.1.22.	FUERZAS SÍSMICAS HORIZONTALES EQUIVALENTES	39
6.1.23.	ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA.....	40
6.1.24.	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES	41
6.1.25.	VERIFICACIÓN DE DERIVAS	44
6.1.26.	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	45
6.1.26.	FUERZAS LATERALES	46
6.1.27.	PESO DE LOS MUROS	48
6.1.28.	COMPORTAMIENTO DE CONCRETO REFORZADO.	49
6.2.	MARCO LEGAL	53
6.2.1.	NSR-10.....	53
6.2.2.	ACI-318.....	53
7.	METODOLOGÍA.....	55
7.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	55
7.2.	MATRIZ DE DISEÑO METODOLÓGICO.	55
7.3.	FASES Y RESULTADOS.....	56
7.3.1.	FASE DE RECOLECCIÓN Y ANALISIS DE INFORMACION SECUNDARIA	56
7.3.2.	DEFINICIÓN DE CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS MATRICIAL (COMPARACIÓN ENTRE ACI 1318-02 Y NSR-10).....	57
7.3.3.	DEFINICIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 1 A 5 PISOS EN SISTEMA APORTICADO	57
7.3.4.	PRESENTACIÓN DE INFORME FINAL	58
8.	RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	59
8.1.	MATRIZ COMPARATIVA DE LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES DE 1 A 5 PISOS, SEGÚN LA NSR-10 Y LA ACI-318-02.	59
8.2.	PROTOCOLO PROCEDIMENTAL PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 4 PISOS EN SISTEMA DE PÓRTICOS	168
8.2.1.	DEFINICIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	168
8.2.2.	DEFINICIÓN DE LAS CARGAS.....	171
8.2.3.	LOSA DE ENTRE PISO.....	171
8.2.4.	PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS	173
8.2.3.	CALCULO PESO DE LA ESTRUCTURA.....	173
8.2.4.	CONTROL DE DERIVA.	179
8.2.5.	WILBUR	185

8.2.6.	RESISTENCIA REQUERIDA A FLEXIÓN EN VIGAS DE PÓRTICOS	193
8.2.7.	RESISTENCIA REQUERIDA A CORTANTE EN VIGAS DE PÓRTICOS.	199
8.2.8.	RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE	200
8.2.9.	COLUMNAS.....	201
8.2.10.	PÓRTICOS	206
8.2.11.	RESISTENCIA A MOMENTO BIAxIAL	209
8.2.12.	NUDOS	210
8.2.13.	CIMENTACIÓN.....	212
8.2.14.	DISEÑO VIGA A FLEXIÓN:	219
8.2.15.	DISEÑO VIGA CORTANTE.....	220
9.	CONCLUSIONES	221
10.	RECOMENDACIONES	223
	BIBLIOGRAFÍA.....	224

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 – Irregularidades en planta; Fuente: (NSR-10, 2010).....	23
Tabla 2 – Irregularidades en la altura; Fuente: (NSR-10, 2010).....	25
Tabla 3 – Masa de los materiales; Fuente: (NSR-10, 2010).....	27
Tabla 4 – Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúa un análisis más detallado; Fuente: (NSR-10, 2010).....	29
Tabla 5 – Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas; Fuente: (NSR-10, 2010)....	30
Tabla 6 – Valores de A_a y de A_v , según las regiones de los mapas; Fuente: (NSR-10, 2010)	33
Tabla 7 – Valores del coeficiente de importancia, I ; Fuente: (NSR-10, 2010)	37
Tabla 8 – Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del período aproximado T_a ; Fuente: (NSR-10, 2010).....	39
Tabla 9 – Derivas Máximas como Porcentaje de h_p ; Fuente: (NSR-10, 2010).....	44
Tabla 10 – Total peso de la placa; Fuente: [Grupo investigador].....	48
Tabla 11 - Matriz de diseño metodológico [Grupo investigador]	55
Tabla 12 - Comparación requisitos generales ACI-318-02 y NSR-10. [Grupo investigador]	60
Tabla 13 - Comparación losas macizas ACI-318-02 y NSR-10. [Grupo investigador].....	72
Tabla 14 - Comparación sistema de piso ACI-318-02 y NSR-10. [Grupo investigador]....	85
Tabla 15 - Comparación columnas ACI-318-02 y NSR-10.[Grupo Investigador]	89
Tabla 16 - Comparación vigas maestras ACI-318-02 y NSR-10. [Grupo investigador]....	102
Tabla 17 - Comparación requisitos generales del concreto ACI-318-02 y NSR-10. [Grupo investigador].....	118
Tabla 18 – Explicación figura 12; Fuente: [Grupo investigador].....	168
Tabla 19 – Explicación figura 12; Fuente: [Grupo investigador].....	168
Tabla 20 – Altura de piso estructura; Fuente: [Grupo investigador].....	169
Tabla 21 - Determinación de la carga viva y muerta tabla; Fuente: (ACI-318)	171
Tabla 22 - Características bloquelón santafé; Fuente: (Santa Fe, 2011)	171
Tabla 23 – Características perfiles de entrepiso	172
Tabla 24 – Peso estructura.....	173
Tabla 25 – Peso vigas según dimensiones; Fuente: [Grupo investigador].....	175
Tabla 26 – Cálculos de columnas en cada nivel; Fuente: [Grupo investigador].....	177
Tabla 27 – Peso losa en cada nivel; Fuente: [Grupo investigador].....	178
Tabla 28 – Sumatoria de pesos de estructura; Fuente: [Grupo investigador].....	178
Tabla 29 – Coeficientes de importancia; Fuente: [Grupo investigador].....	181
Tabla 30 – Características edificio a diseñar; Fuente: [Grupo Investigador]	182
Tabla 31 – Características de la zona del edificio; Fuente: [Grupo investigador].....	183

Tabla 32 – Cálculos edificio; Fuente: [Grupo investigador]	183
Tabla 33 – Valores del cortante en eje X, que actúa en la estructura; Fuente: [Grupo investigador].....	183
Tabla 34 - Valores del cortante en eje Y, que actúa en la estructura; Fuente: [Grupo investigador].....	184
Tabla 35 – Cálculo de Wilbur para la estructura eje X; Fuente: [Grupo investigador]	188
Tabla 36 - Cálculo de Wilbur para la estructura eje Y; Fuente: [Grupo investigador]	188
Tabla 37 – Tabla De Elementos De Estructura; Fuente: [Grupo Investigador]	190
Tabla 38 – Cálculo para dimensiones de columnas; Fuente: [Grupo investigador]	192
Tabla 39 – Tabla de refuerzos + y - ; Fuente: [Grupo investigador]	196
Tabla 40 – Tabla con refuerzos y cuantía de acero; Fuente: [Grupo investigador].....	198
Tabla 41 – Características de vigas; Fuente: [Grupo investigador]	200
Tabla 42 – Características de vigas; Fuente: [Grupo investigador]	200
Tabla 43 - Características de vigas; Fuente: [Grupo investigador]	200
Tabla 44 – Resultados en eje X; Fuente: [Grupo Investigador].....	205
Tabla 45 – Tabla de resultados eje Y; Fuente: [Grupo Investigador]	206
Tabla 46 – Cálculo de cortante en estructura; Fuente: [Grupo Investigador].....	207
Tabla 47 – Tabla cimentación; Fuente: [Grupo Investigador]	207
Tabla 48 – Tabla resultados eje X.....	208
Tabla 49 – Tabla de resultados eje Y	208
Tabla 50 – Resistencia a momento biaxial según nivel; Fuente: [Grupo Investigador]	209
Tabla 51 – Resumen longitud de columnas.....	209
Tabla 52 – Cargas en columnas; Fuente: [Grupo Investigador].....	213
Tabla 53 – Datos entrada para cimentación; Fuente: [Grupo Investigador].....	214
Tabla 54 – Características de cimentación; Fuente: [Grupo Investigador]	215
Tabla 55 - Tabla resumen diseño zapata 1; Fuente: [Grupo Investigador].....	217
Tabla 56- Revisión por punzonamiento; Fuente: [Grupo Investigador]	219

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Variación del coeficiente de disipación de energía R; Fuente: (NSR-10, 2010)	21
Figura 2 – Irregularidades en planta; Fuente: (NSR-10, 2010).....	24
Figura 3 – Irregularidades en la altura; Fuente: (NSR-10, 2010)	26
Figura 4 – Mapa de valores A_a ; Fuente: (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010)	34
Figura 5 – Espectro elástico de diseño en superficie; Fuente: (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010)	35
Figura 6 – Cálculo del cortante de piso y en la base; Fuente: (NSR-10, 2010).....	46
Figura 7 – Cálculo del momento de vuelco; Fuente: (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010)	48
Figura 8 – Columna de concreto reforzada con acero; Fuente: (Proaño, 2011).....	50
Figura 9 – Vista lateral de columna al aplicar fuerza a compresión; Fuente: (Proaño, 2011)	50
Figura 10 – Grafico de esfuerzo – deformación de concreto y acero a compresión; Fuente: (Proaño, 2011).....	51
Figura 11 – Grafico de esfuerzo deformación de concreto y acero a tracción. (Proaño, 2011)	52
Figura 12 – Plano estructural de edificio a diseñar; Fuente: [Grupo investigador]	169
Figura 13 – Altura de piso ilustración; Fuente: [Grupo investigador]	169
Figura 14 – Trayectoria de cargas en la estructura; Fuente: [Grupo investigador]	170
Figura 15 – Bloquelón Santafé; Fuente: (Santa Fe, 2011)	171
Figura 16 – Perfiles de entrepiso.....	172
Figura 17 – Vista de sección viga; Fuente: [Grupo investigador]	174
Figura 18 – Vista planta de plano; Fuente: [Grupo investigador]	174
Figura 19 – Plano de columnas; Fuente: [Grupo investigador].....	176
Figura 20 – Plano De área losa; Fuente: [Grupo investigador].....	177
Figura 21 – Carga axial de la estructura; Fuente: [Grupo investigador].....	179
Figura 22 – Espectro de diseño en Pereira; Fuente: [Grupo investigador].....	180
Figura 23 – Valores de los parámetros C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a ; Fuente: (NSR-10, 2010).....	181
Figura 24 – Extracto de la norma NSR-10; Fuente: (NSR-10, 2010)	182
Figura 25 – Ilustración de fuerzas cortantes que actúan en la estructura (Eje X); Fuente: [Grupo investigador].....	183
Figura 26 - Ilustración de fuerzas cortantes que actúan en la estructura (Eje Y); Fuente: [Grupo investigador].....	184
Figura 27 – Plano Áreas Aferentes De Columnas; Fuente: [Grupo Investigador]	189
Figura 28 – Pórtico eje X; Fuente: [Grupo Investigador].....	191

Figura 29 – Momentos en los apoyos; Fuente: (ACI-318).....	193
Figura 30 – Momentos máximos; Fuente: [Grupo Investigador]	193
Figura 31 – Ilustración de separación entre varillas; Fuente [Grupo investigador].....	195
Figura 32 – Formula de obtención de área de refuerzo; Fuente: (ACI-318).....	195
Figura 33 – Detalle de refuerzo de viga; Fuente: [Grupo investigador].....	196
Figura 34 – Momentos máximos y empotramiento en viga; Fuente:[Grupo investigador] 197	
Figura 35 – Resistencia requerida a cortante en vigas y pórticos; (ACI-318)	199
Figura 36 – Carga distribuida entre apoyos; Fuente: [Grupo investigador]	199
Figura 37 – Zona de confinamiento; Fuente: [Grupo investigador].....	201
Figura 38 – Ilustración de columna; Fuente: [Grupo investigador].....	202
Figura 39 - Diagrama de interacción; Fuente: [Grupo Investigador].....	203
Figura 40 – Ilustración de refuerzos; Fuente [Grupo Investigador].....	205
Figura 41 – Fuerzas actuantes en eje X; Fuente: [Grupo Investigador].....	207
Figura 42 – Columna sometida a momentos biaxiales; Fuente: [Grupos Investigador] ...	209
Figura 43 – Resistencia mínima a flexión en columnas.....	210
Figura 44 – Cálculo de ΔV_e en columnas	211
Figura 45 – Plano de cimentación; Fuente: [Grupo Investigador]	213
Figura 46 – Ilustración de cimentación; Fuente: [Grupo Investigador]	213
Figura 47 – Ilustración cimentación; Fuente: [Grupo Investigador].....	215

RESUMEN

Este proyecto de investigación se centra en el estudio de una comparación entre la Normatividad Americana ACI-318 y la Norma Colombiana NSR-10, acerca del diseño de edificaciones en concreto reforzado.

Por lo anterior, en este estudio se realizó el procedimiento de diseño en el que se muestra de forma detallada los cálculos de un edificio tipo de 4 niveles. Para, el desarrollo de este diseño se tuvo en cuenta aspectos influyentes en la normatividad mencionada anteriormente.

Además, se plantea un estudio que puede servir como base al momento de realizar edificaciones como la modelada, y de la misma manera ser un avance en cuanto a los temas relacionados con la presente investigación.

Así mismo se hizo una comparación puntual de la normatividad empleada para aumentar los parámetros de ésta y llegar a tener datos más contundentes en el tiempo de uso de la estructura y los aspectos relacionados con su diseño.

La investigación es de tipo cualitativa al hacer referencia en el proceso de diseño de la edificación, enfatizando menos en datos cuantitativos.

1. INTRODUCCIÓN

Para varias ciudades latinoamericanas, la segunda mitad del siglo XX registra los primeros eventos sísmicos que produjeron daños severos generalizados sobre conjuntos de construcciones de características estructurales y arquitectónicas similares a las que son típicas de las ciudades modernas actuales. En la mayor parte de los casos, las normas vigentes eran anticuadas en relación con los conocimientos y las tecnologías disponibles y aplicadas en los países que más atención habían puesto al desarrollo de la ingeniería sísmica. Sin embargo algunos de los ingenieros aplicaban a las construcciones tales conocimientos y tecnologías, adaptados a las condiciones a pesar de la escasa información local disponible, tanto sobre las características probables de los movimientos futuros del terreno, como de los comportamientos de materiales y sistemas estructurales típicos de nuestra región. Los métodos que se aplicaban al análisis de la respuesta estructural variaban entre las sobre-simplificaciones extremas y los métodos más avanzados congruentes con la información y las herramientas de cálculos disponibles.

A partir de 1997 y una vez que tuvo debidamente discutida y en consenso el proyecto de actualización de la normativa sismorresistente, la AIS inició un arduo pero exitoso trabajo de promoción con el Gobierno Nacional y el Congreso de la República para la formulación, seguimiento y aprobación del proyecto de ley requerido para la actualización de la normativa existente. Este trabajo se materializó en la expedición de las “Normas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98” Ley 400 de 1997 y sus decretos reglamentarios 33 de 1998, 34 de 1999 y 2809 de 2000. Desde su expedición de la nueva legislación la AIS inicio su divulgación mediante seminarios de actualización profesional con innumerables universidades de todo el país y ha entregado a la ingeniería nacional cerca de 6,000 normas, favoreciendo en particular a los estudiantes de ingeniería. Desde entonces, también, la AIS ha venido ejerciendo la Secretaría Permanente de la Comisión Asesora del Régimen de Construcciones Sismorresistentes, en compañía de la SCI, la SCA, la ACIES, Ingeominas, los Ministerios de Transporte y Desarrollo Económico, entre otros, realizando desde su instalación en 1998 hasta la fecha una actualización que es la norma que tenemos actualmente, es decir la NSR-10, en la que para esta actualización se vieron consultadas varias versiones de las mismas normas base que fueron utilizadas en la redacción del reglamento de 1984 y en la actualización del reglamento NSR-98. En especial se consultaron los requisitos de 2006 del NEHRP (FEMA 405-2006) el cual corresponde en línea directa el documento base que se ha empleado para diseño

sismo resistente en Colombia desde 1984. Además se tuvieron en cuenta los requisitos del international bulding code (IBC-2009).

A partir de esto los profesionales de la ingeniería se rigen con esta normatividad técnica para el cumplimiento de la ley que rigen las contrataciones en Colombia basados en los principios que tienen que ver con la preservación de la vida humana y de igual forma el patrimonio de las personas.

Con todos estos parámetros que tiene la norma se da paso a la realización de esta investigación que se fundamenta en las estructuras de concreto reforzado, con el que se busca un uso más práctico para los ingenieros que lo usasen en el momento de realizar un diseño de estructuras de 4 pisos de manera resumida, concisa y efectiva, ya que como bien se ha venido diciendo se regirá por los parámetros normativos vigentes.

Además se basa en que hasta ahora no ha habido una investigación concisa para el diseño de estructuras en concreto reforzado, en el que se encuentre un paso a paso detallado y la ejecución de un diseño modelado en medio digital, con sus respectivos cálculos.

2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Existen factores de amenaza sísmica, entre ellas se encuentra la fuente profunda, que corresponde a la zona wadatti – benioff. Así mismo, se encuentra los de zona lejana correspondiente a la zona de subducción y por último los de fuentes sísmicas superficiales en las que se destaca las fallas como la Quebradanueva, Silvia – Pijao, Cauca – Almaguer, Santa Rosa – Rio Mapa y Consota, la Argelia, Mistrató, la Isla, Armenia, Montenegro, Palestina y algunos segmentos de falla en Silvia – Pijao. Las anteriores regiones son aledañas a Pereira Risaralda.

Hay factores de vulnerabilidad en la zona de Pereira que según el inventario realizado por el proyecto para la mitigación del riesgo sísmico, existen aproximadamente unas 50.000 edificaciones en las que predominan las de un piso en un 46.6% y de dos pisos en un 46.3%. El 40% son construcciones de ladrillo sin ningún tipo de refuerzo ni confinamiento en concreto.

La ciudad de Pereira (Risaralda) es catalogada con riesgo sísmico alto.

¿Es aplicable la ACI-318-02 procedimentalmente en la ejecución de estructuras aporticadas de 1 a 5 pisos, manteniendo los requisitos establecidos en la NSR-10?

Si no se llega a adelantar el proceso investigativo no se pueden contemplar las adecuaciones planteadas en la ACI 318-02 comparadas con la NSR-10, las cuales podrían ser complementarias para implementar un mejor régimen en las construcciones nacionales.

Esta investigación sirve de soporte en el enfoque educativo de la ingeniería civil debido a que se puede llegar a tener un conocimiento íntegro respecto a un diseño estructural aporticado de 4 pisos, contribuyendo a mejorar puntos de la norma NSR-10 en relación a la ACI-318-02 al momento de iniciar una construcción.

3. OBJETIVOS

3.1. OBJETIVOS GENERALES

- ❖ Realizar una comparación de la reglamentación de los requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado (para edificaciones de tamaño y altura limitada basado en ACI 318-02) con respecto al Título C “Concreto Estructural” de la NSR-10.

3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ❖ Realizar una matriz comparativa de los requisitos establecidos para el diseño y construcción de edificaciones de 1 a 5 pisos, según la NSR-10 y la ACI-318-02, mediante una matriz.
- ❖ Realizar el diseño estructural de un edificio de 4 pisos en sistema de pórticos, y establecer el procedimiento utilizado para cada elemento estructural.

4. JUSTIFICACIÓN

Este trabajo de investigación es de vital importancia, en cuanto se va a realizar por un grupo de personas afectadas por el sismo ocurrido en 1999 en la zona del eje cafetero, debido a construcciones que no cumplían con la normatividad que reglamentaba en ese momento. En base a esto se procedió a desarrollar un análisis de la normatividad y efectuar una matriz comparativa, para de esta forma elaborar un diseño estructural referente a una edificación de 4 pisos de altura.

Al respecto se encuentra documentación complementaria en entidades como el Sena (Sena) y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (Sismica).

La investigación ayuda a la mitigación del riesgo sísmico en Pereira, debido a que entre los estudios se ha consultado el análisis de la sismicidad en la región, el comportamiento sísmico de los suelos y la microzonificación de los mismos; también medidas tales como la formulación de normas para el diseño y construcción de edificaciones sísmo resistentes acordes con las circunstancias locales que sirven para impulsar los resultados en la aplicación de planes de ordenamiento territorial, para así promover el reforzamiento de edificaciones y sistemas urbanos vulnerables.

Tiene gran relevancia educativa, puesto que los ingenieros interesados podrían basar sus diseños en esta investigación, además de visualizar la normatividad desde un punto de vista más objetivo.

En cuanto a la utilidad metodológica, es de vital importancia la publicación de este porque se crea un instrumento, para aplicar a construcciones de concreto reforzado del común y que sirve como referencia para trabajos futuros.

5. ANTECEDENTES

Con motivo del terremoto del Eje Cafetero en 1999, la AIS coordinó la evaluación de daños en las edificaciones en Pereira y en Armenia, con sus propios recursos, como entidad técnica de respaldo del Ministerio de Desarrollo Económico, del Sistema Nacional para la Prevención y Atención de Desastres y del Fondo para la Reconstrucción y Desarrollo Social del Eje Cafetero FOREC. Un aporte especialmente oportuno con motivo del terremoto, logrado con el apoyo de la US-AID, fue la coordinación de la ejecución del estudio de Microzonificación Sísmica de la ciudad de Armenia para fines de su reconstrucción. Otro aporte, considerado de especial impacto, fue la realización con apoyo del FOREC del estudio detallado del comportamiento estructural de viviendas de bahareque de guadua encementado, con el fin de contar con una normativa al respecto. Para este propósito la AIS dirigió y coordinó con la Universidad Nacional de Medellín y Manizales estudios a escala natural de edificaciones con esta tecnología, en los laboratorios de estructuras, y de conexiones de guadua. Basada en estos estudios la AIS realizó el “Manual de Construcción de Viviendas de Bahareque Encementado”; trabajo ha sido altamente reconocido a nivel internacional por no existir trabajos previos similares. También, en coordinación con la Universidad de los Andes realizó el “Manual para la Construcción, Reparación y Rehabilitación de Viviendas de Mampostería” con el fin de facilitar a los técnicos constructores, oficiales de construcción y neófitos la posibilidad de construir o reparar casas vulnerables o dañadas por sismo. Este trabajo, ha sido destacado por su calidad a nivel internacional y esta siendo utilizado actualmente en El Salvador y en la India con motivo de los terremotos ocurridos a principios del presente año.

La AIS ha publicado cerca de 60 boletines técnicos y unas 25 publicaciones especiales, lo que le ha permitido una permanencia importante en la divulgación del avance del conocimiento y de las realizaciones de la ingeniería nacional. Sin duda, como sociedad correspondiente la AIS ha logrado apoyar, acompañar y respaldar las acciones de la SCI en el propósito de conseguir el cumplimiento de sus nobles ideales, en relación con el desarrollo de la ingeniería del país y con el fin último de mejorar la calidad de vida de los colombianos. (Asociación Colombiana De Ingeniería Sísmica, 2007)

6. MARCO DE REFERENCIA

6.1. MARCO TEORICO

6.1.1. CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Las estructuras de concreto reforzado tienen ciertas características, derivadas de los procedimientos constructivos usados en una fabricación, que las distinguen de las estructuras de otros materiales. El concreto se fabrica en estado plástico, lo que obliga a utilizar moldes que lo sostengan mientras adquiere resistencia suficiente para que la estructura sea autosoportante. Esta características exigen ciertas restricciones, pero al mismo tiempo aporta algunas ventajas. Una de estas es su moldeabilidad, propiedad que brinda al proyectista gran libertad en la elección de formas. Gracias a ello, es posible construir estructuras, como los cascarones, que en otro material serian muy difícil de obtener. Otra característica importante es la facilidad con que puede lograrse la continuidad en la estructura, con todas las ventajas que esto supone. Mientras que en estructuras metalizas el logro de continuidad en las conexiones entre los elementos implica serios problemas en el diseño y en la ejecución, en las de concreto reforzado el monolitismo es consecuencia natural de las características de construcción. Existen dos procedimientos principales para construir estructuras de concreto. Cuando los elementos estructurales se forman en su posición definitiva, se dice que la estructura ha sido colada in situ o colada en el lugar. Si se fabrican en un lugar distinto al de su posición definitiva en la estructura, el procedimiento recibe el nombre de prefabricación. El primer procedimiento obliga a una secuencia determinada de operaciones, ya que para iniciar cada etapa es necesario esperar a que se haya concluido la anterior. Por ejemplo, no puede procederse a la construcción de un nivel en un edificio hasta que el nivel inferior haya adquirido la resistencia adecuada. Además, de que se debe transportar el concreto fresco del lugar de fabricación a su posición definitiva, operaciones que influyen decisivamente en el costo. El segundo procedimiento se economiza tanto en la obra falsa como en el transporte del concreto fresco y se pueden realizar simultáneamente varias etapas de construcción. Por otra parte, este procedimiento presenta el inconveniente del costo adicional de montaje y transporte de los elementos prefabricados y, además, el problema de desarrollar conexiones efectivas entre los elementos. El proyectista debe elegir entre esta dos alternativas, guiándose siempre por las ventajas económicas, constructivas y técnicas que pueden

obtenerse en cada caso. Cualquiera que sea la alternativa que escoja, esta elección influye de manera importante en el tipo de estructuración que se adopte. Otra característica peculiar de las estructuras de concreto reforzado es el agrietamiento, que debe tenerse en cuenta al estudiar su comportamiento bajo condiciones de servicio. (AQUHYS Arquitectura, 2014)

6.1.2. CICLO DE VIDA UTIL DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

Debido a que las estructuras de concreto simple o reforzado están expuestas, no solamente a la acciones mecánica de las cargas de servicio; sino también, a otros factores que tienden a deteriorarlas y destruirlas como: acciones físicas (cambios bruscos de temperatura y humedad); algunas veces a agresiones de carácter químico o biológico; y eventualmente, a otras acciones mecánicas, se hace indispensable profundizar, no solo, en el diseño y especificaciones de las mezclas de concreto (desde el punto de vista de su durabilidad); sino también, en la concepción y el diseño de los elementos estructurales y arquitectónicos; en los proceso y técnicas de construcción; en la metodología de protección, curado y puesta en servicio; y, en los procedimientos de inspección y mantenimiento de las estructuras.

Como consecuencia de lo anterior, debe entonces definirse el concepto de Vida Útil. De la estructura, el cual tiene relación con el comportamiento de la misma, bajo unas ciertas y determinadas condiciones de servicio, durante un periodo de tiempo suficientemente largo. Por lo tanto, se considera como vida útil de una estructura, el periodo de tiempo en el cual, ella conserva los requisitos previstos de seguridad, funcionalidad y estética (aspecto), con costos razonables de mantenimiento. (Universidad De Oriente, 2012)

6.1.3. AMENAZA SÍSMICA

Según la Asociación de Ingeniería Sísmica (1996), la Amenaza Sísmica está definida como un “fenómeno físico asociado a un sismo, tal como el movimiento fuerte del terreno o falla del mismo, que tiene el potencial de producir una pérdida”.

Por otra parte, “el peligro que induce la actividad sísmica de una zona sobre regiones aledañas a poblaciones o asentamientos humanos, ha derivado en la necesidad de establecer por una parte parámetros claros que definan el nivel de amenaza de la zona, así como metodologías generales que permitan estimar dichos parámetros” (ERN, 2008).

Para evaluar la amenaza sísmica de una zona hay que conocer previamente la sismicidad de la misma y esta última está definida por parámetros que caracterizan los fenómenos sísmicos. Los parámetros más comunes son los de localización y tamaño de un sismo, tales como: magnitud, momento, intensidad, aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo. “La magnitud y el momento sísmico están relacionados con la energía liberada en el foco del terremoto, mientras que la intensidad y la aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo lo están con la energía recibida en un punto cualquiera de la superficie. La intensidad del área epicentral, también, se toma como medida del tamaño del terremoto ya que, aunque no mide la energía liberada y en su valor influye la profundidad a la que se encuentra el foco y el tipo de fractura que da lugar al terremoto, es el único parámetro que nos da una idea del tamaño para la época no instrumental, de la que no se cuenta con valores de magnitud”. (Garzon, 2011)

6.1.4. SISTEMAS ESTRUCTURALES

Se reconocen cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en esta sección. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Los sistemas estructurales de resistencia sísmica que se reconocen según el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) son los siguientes:

- **Sistema de Muros de Carga**

Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales.

- **Sistema Combinado**

Es un sistema estructural, en el cual:

- (a) Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o
- (b) Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.

- **Sistema de Pórtico**

Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales.

- **Sistema Dual**

Es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos:

- (a) El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales.
- (b) Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (DES), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base.
- (c) Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales, o de los pórticos con

diagonales, puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base. (NSR-10, 2010)

6.1.5. COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R

Cuando en el estudio de microzonificación sísmica se propongan espectros que tiendan a la aceleración del terreno el período de vibración tiende a cero, el coeficiente de disipación de energía, R_C , a emplear en el diseño de la estructura se utilizan este tipo de espectros, tiene un valor variable en la zona de períodos cortos, R ($R = \Phi_a \Phi_p \Phi_r R_0$) (Fig. 3), para un período igual a T_0 y teniendo a la unidad el período tiende a cero, como se muestra en la ecuación (1). El valor de R_C está descrito por la ecuación (1):

Ecuación (1)

$$R_C = (R - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \leq R$$

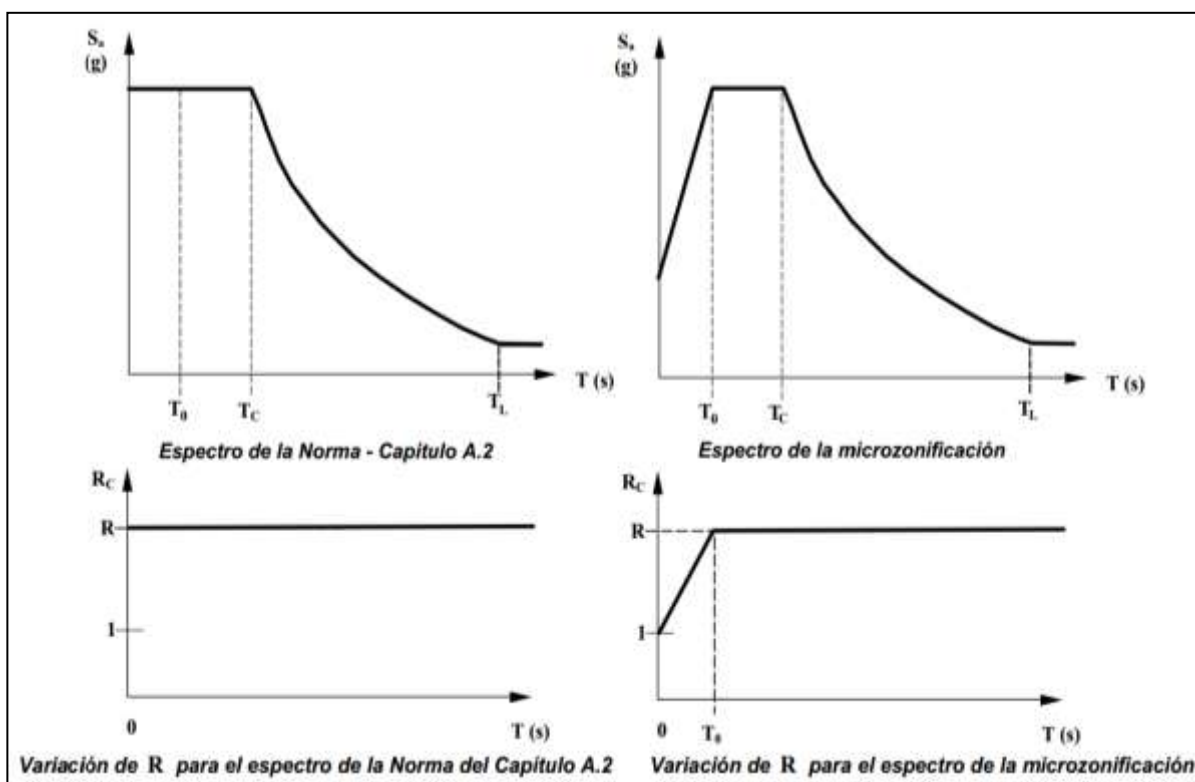


Figura 1. Variación del coeficiente de disipación de energía R ; Fuente: (NSR-10, 2010)

6.1.6. FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- **SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA**

Los elementos del sistema estructural de resistencia sísmica, y sus conexiones, deben diseñarse utilizando todas las solicitaciones requeridas por el Título B del Reglamento, debidamente combinadas según se exige allí. Las fuerzas sísmicas obtenidas de análisis F_s , se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = F_s/R$) que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Título B. El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0 , multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta

y por ausencia de redundancia del sistema estructural de resistencia sísmica ($R = \Phi_a \Phi_p \Phi_r R_0$). El diseño de los elementos estructurales y sus conexiones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía requerido del material. Estas fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento anotado, son fuerzas al nivel de resistencia, o sea que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga.

Los elementos frágiles de conexión entre elementos y otros que de acuerdo con los requisitos de los materiales estructurales que los constituyen requieran el uso del coeficiente de sobrerresistencia Ω_o , se diseñan utilizando las fuerzas sísmicas de diseño E obtenidas de la siguiente ecuación (2): (NSR-10, 2010)

Ecuación (2)

$$E = \frac{\Omega_o F_s}{R} \pm 0.5 A_a F_a D$$

6.1.7. GRADO DE IRREGULARIDAD EN LA ESTRUCTURA

Para efectos de diseño sísmico la edificación debe clasificarse como regular irregular en planta y en altura redundante o con ausencia de redundancia de acuerdo con los requisitos.

6.1.8. CONFIGURACIÓN EN PLANTA

La edificación se considera irregular cuando ocurra uno, o varios (Fig. 4), de los casos descritos en la Tabla 1, donde se definen los valores de Φ_p .

Tabla 1 – Irregularidades en planta; Fuente: (NSR-10, 2010)

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	ϕ_p	Referencias
1aP	Irregularidad torsional — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
1bP	Irregularidad torsional extrema — La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
2P	Retrocesos excesivos en las esquinas — La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.8.5, A.5.2.1.
3P	Discontinuidades en el diafragma — Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
4P	Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales — La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.12, A.5.2.1.
5P	Sistemas no paralelos — Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.5.2.1.

Notas:

1. En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso **I**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 1aP, 1bP, 3P y 4P (Véase A.3.3.7).
2. En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **I** y **II**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades tipo 1aP e 1bP (Véase A.3.3.6).


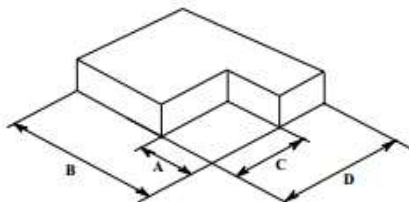
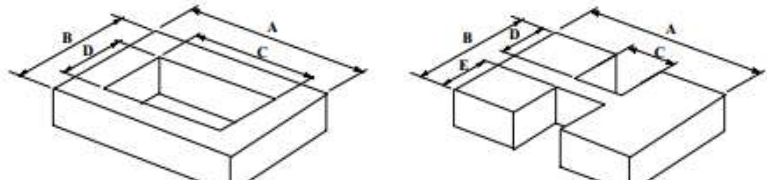
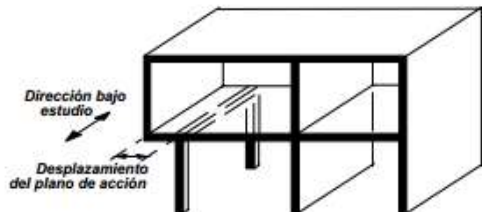
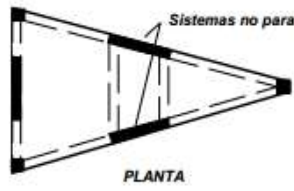
<p>Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>	<p>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>
	
<p>Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> 	
<p>Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — $\phi_p = 0.9$</p> <p>1) $C \times D > 0.5 A \times B$ 2) $(C \times D + C \times E) > 0.5 A \times B$</p> 	
<p>Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — $\phi_p = 0.8$</p> 	
<p>Tipo 5P — Sistemas no paralelos — $\phi_p = 0.9$</p> 	

Figura 2 – Irregularidades en planta; Fuente: (NSR-10, 2010)

6.1.9. CONFIGURACIÓN EN ALTURA

Una edificación se clasifica como irregular en altura (Fig. 3), cuando ocurre uno, o varios, de los casos descritos en la Tabla 2, donde se definen los valores de ϕ_a .

Tabla 2 – Irregularidades en la altura; Fuente: (NSR-10, 2010)

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_a	Referencias
1aA	Piso flexible (Irregularidad en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
1bA	Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
2A	Irregularidad en la distribución de las masas — Cuando la masa, m_i , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
3A	Irregularidad geométrica — Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9	A.3.4.2.
4A	Desplazamientos dentro del plano de acción — La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.12.
5aA	Piso débil — Discontinuidad en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.
5bA	Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.

Notas:

1. Cuando la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1aA, 1bA, 2A, ó 3A (Véase A.3.3.5.1).
2. En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso **I**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 4A, 5aA y 5bA (Véase A.3.3.7).
3. En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de usos **I** y **II**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a la irregularidad tipo 5aA y 5bA (Véase A.3.3.6).

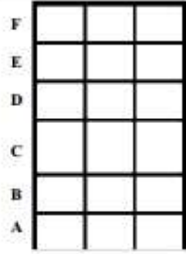
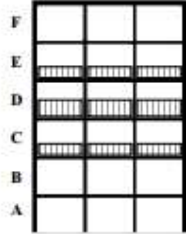
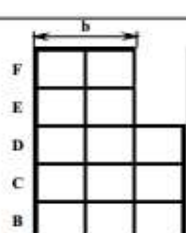
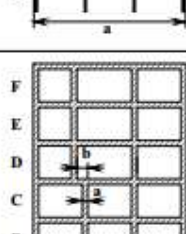
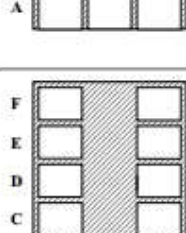
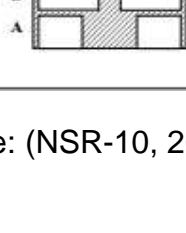

<p>Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ o $0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ o $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ o $m_D > 1.50 m_C$</p>	
<p>Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30 b$</p>	
<p>Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$ $b > a$</p>	
<p>Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$ $0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$</p>	
<p>Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ Resistencia Piso B < 0.65 Resistencia Piso C</p>	

Figura 3 – Irregularidades en la altura; Fuente: (NSR-10, 2010)

6.1.10. MASAS Y PESOS DE LOS MATERIALES

Al calcular las cargas muertas deben utilizarse las densidades de masas reales (en Kg/m^3) de los materiales las cuales se deben multiplicar por la aceleración de la gravedad, 9.8 m/s^2 , para así obtener valores de peso en N/m^3 . En la Tabla 3 se muestran los valores de la densidad de masa en Kg/m^3 para los materiales de uso más frecuente. (NSR-10, 2010)

Tabla 3 – Masa de los materiales; Fuente: (NSR-10, 2010)

<i>Material</i>	<i>Densidad (kg/m^3)</i>	<i>Material</i>	<i>Densidad (kg/m^3)</i>
Acero	7 800	Mortero de inyección para mampostería	2 250
Agua		Mortero de pega para mampostería	2 100
Dulce	1 000	Piedra	
Marina	1 030	Caliza, mármol, cuarzo	2 700
Aluminio	2 700	Basalto, granito, gneis	2 850
Arena		Arenisca	2 200
Limpia y seca	1 440	Pizarra	2 600
Seca de río	1 700	Plomo	11 400
Baldosa cerámica	2 400	Productos bituminosos	
Bronce	8 850	Asfalto y alquitrán	1 300
Cal		Gasolina	700
Hidratada suelta	500	Grafito	2 160
Hidratada compacta	730	Parafina	900
Carbón, apilado	800	Petróleo	850
Carbón vegetal	200	Relleno de ceniza	920
Cemento pórtland, a granel	1 440	Tableros de madera aglutinada	750
Cobre	9 000	Terracota	
Concreto simple	2 300	Poros saturados	1 950
Concreto reforzado	2 400	Poros no saturados	1 150
Corcho, comprimido	250	Tierra	
Estaño	7 360	Arcilla húmeda	1 750
Grava seca	1 660	Arcilla seca	1 100
Hielo	920	Arcilla y grava seca	1 600
Hierro		Arena y grava húmeda	1 900
Fundido	7 200	Arena y grava seca apisonada	1 750
Forjado	7 700	Arena y grava seca suelta	1 600
Latón	8 430	Limo húmedo consolidado	1 550
Madera laminada	600	Limo húmedo suelto	1 250
Madera seca	450-750	Vidrio	2 600
Mampostería de concreto	2 150	Yeso en tableros para muros	800
Mampostería de ladrillo macizo	1 850	Yeso suelto	1 150
Mampostería de piedra	2 200	Zinc en láminas enrolladas	7 200

6.1.11. CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas corresponden al peso de todos los materiales de construcción empleados en la edificación, incluyendo, entre otros: estructura, muros y particiones, pisos, cubiertas, cielo raso, escaleras, rampas, acabados, anclajes y otros elementos arquitectónicos y estructurales y equipos de servicio.

- **Peso Propio de la Estructura**

En el cálculo del peso propio de los elementos de concreto reforzado de la estructura se debe usar una densidad de masa $\mu = 2400 \text{ Kg/m}^3$. La carga muerta causada por el peso propio del concreto estructural se debe calcular usando 24 kilonewtons por metro cúbico de concreto reforzado ($\gamma = \mu \text{ Kg/m}^3 \cdot g \text{ m/s}^2 = 2400 \cdot 9.8 \cdot \text{Kg} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^{-2} \cdot \text{m}^{-3} \approx 2400 \cdot 10 \text{ N/m}^3 = 24 \text{ KN/m}^3$).

- **Elementos no Estructurales**

Para el cálculo de las cargas muertas producidas por materiales de construcción no estructurales, estos elementos se dividen en horizontales y verticales.

- **Elementos no Estructurales Horizontales.**

Los elementos no estructurales horizontales son aquellos cuya dimensión vertical es substancialmente menor que sus dimensiones horizontales, y están aplicados, soportados, fijados o anclados a las losas o a la cubierta de la edificación. Estos elementos incluyen, entre otros: formaletería permanente para losas o viguetas, morteros de afinado de piso, rellenos de piso, acabados de piso, rellenos en cubierta inclinadas, elementos de cubiertas, tejas, membranas impermeables, asilamientos térmicos, claraboyas, cielo raso, alistados, y ductos para servicios. En edificios de oficinas u otras edificaciones donde se pueden construir o redistribuir particiones, se debe hacer provisión de carga para particiones, ya sea que éstas figuren o no en los planos arquitectónicos.

- **Elementos no Estructurales Verticales.**

Los elementos no estructurales verticales son aquellos cuya dimensión vertical es substancialmente mayor que su mínima dimensión horizontal y se encuentran erguidos libremente o soportados por los elementos estructurales

verticales o fijados a ellos o anclados solamente a las losas de entrepiso. Tales elementos incluyen, entre otros: fachadas, muros no estructurales, particiones, recubrimiento de muros, enchapes, ornamentación arquitectónica, ventanas, puertas, y ductos verticales de servicios.

- **Valores Mínimos Alternativos para Cargas Muertas de Elementos no Estructurales.**

En edificaciones con alturas en pisos terminados menores a 3 m, se pueden utilizar los valores mínimos de carga muerta en KN/m^2 de área horizontal en planta, dados en la Tabla 4 según el tipo de ocupación, en vez de aquellos obtenidos del análisis detallado de las cargas muertas causadas por los elementos no estructurales. (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010)

Tabla 4 – Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúa un análisis más detallado; Fuente: (NSR-10, 2010)

<i>Ocupación</i>			<i>Fachada y particiones (kN/m^2) m^2 de área en planta</i>	<i>Afinado de piso y cubierta (kN/m^2) m^2 de área en planta</i>
Grupo A – Reunión	A-2	Edificaciones con un salón de reunión para menos de 100 personas y sin escenarios.	1.0	1.8
	A-3			
Grupo B – Negocios	B	Particiones pesadas de altura total	1.0	1.8
		Particiones fijas de mampostería	2.0	1.8
Grupo E – Educativos	E	Salones de clase	2.0	1.5
Grupo F – Fábricas	F-1	Industrias livianas	0.8	1.6
Grupo I – Institucional	I-1	Internados con atención a los residentes	2.0	1.6
	I-3	Prisiones, cárceles, reformatorios y centros de detención	2.5	1.8
	I-4	Guarderías.	2.0	1.6
Grupo M – Comercio	M	Exhibición y venta de mercancías.	1.5	1.4
Grupo R – Residencial	R	Fachada y particiones de mampostería.	3.0	1.6
		Fachada y particiones livianas.	2.0	1.4
Grupo S – Almacenamiento	S-2	Almacenamiento de materiales livianos.	1.5	1.5
Grupo U – Servicios y Misceláneos	U	Garajes para vehículos con capacidad de hasta 2000 kg	0.2	1.0

6.1.12. CARGAS VIVAS

Las cargas vivas son aquellas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no incluyen cargas ambientales o de construcción como aquellas producidas por viento, nieve, lluvia, sismo o cargas muertas. Las cargas vivas usadas en el diseño deben ser las máximas esperadas por el uso o la

ocupación pero en ningún caso deben ser menores que las cargas uniformemente distribuidas dadas en la Tabla 5 según el tipo de ocupación. (NSR-10, 2010)

Tabla 5 – Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas; Fuente: (NSR-10, 2010)

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m²) m² de área en planta
Grupo A – Reunión	Balcones	6.0
	Corredores y escaleras	6.0
	Silletería fija (fijada al piso)	3.5
	Gimnasios	6.0
	Vestíbulos	6.0
	Silletería móvil	6.0
	Áreas recreativas	5.0
	Plataformas	6.0
	Escenarios	7.5
Grupo B – Negocios	Corredores y escaleras	5.5
	Oficinas	2.5
	Restaurantes	5.5
Grupo E – Educativos	Salones de clase	3.0
	Corredores y escaleras	6.0
	Bibliotecas	
	Salones de lectura	3.5
	Estanterías	8.0
Grupo F – Fábricas	Industrias livianas	7.0
	Industrias pesadas	13.0
Grupo I – Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0
	Cuartos privados y de guardia	2.5
	Corredores y escaleras	5.5
Grupo M – Comercio	Minorista	5.5
	Mayorista	7.0
Grupo R – Residencial	Balcones	5.5
	Cuartos privados y sus corredores	2.2
	Cuartos públicos y sus corredores	5.5
	Escaleras	6.0
Grupo S – Almacenamiento	Liviano	6.5
	Pesado	14.0
Grupo U – Servicios y Misceláneos	Garajes para automóviles de pasajeros	2.8
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0

6.1.13. COMBINACIONES DE CARGA

La mayor resistencia requerida **U**, para un miembro o elemento estructural se obtiene usando los factores y combinaciones de carga de esta sección. Para ello se deben usar los siguientes requisitos generales:

- a) Se debe estudiar cada estado límite de resistencia, incluyendo los efectos de una o más cargas que no actúan simultáneamente.
- b) En las combinaciones de carga donde se emplea el símbolo \pm en la mayoración de las fuerzas alternantes que actúan en una dirección y posteriormente en la otra, se debe usar el signo que produzca el mayor (positivo) o menor (negativo) valor de **U**.
- c) Se deben estudiar los efectos más desfavorables debido a las cargas de viento y sismo, pero no necesariamente se debe considerar actuando de manera simultánea.

6.1.14. CARGAS MUERTA Y VIVA

La resistencia requerida, **U**, Para resistir las cargas muertas **D** y vivas **L** debe ser mayor que:

$$U = 1.4 \cdot D \quad (3)$$

$$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L \quad (4)$$

6.1.15. CARGA POR LLUVIA, NIEVE Y CARGA VIVA EN CUBIERTAS INCLINADAS

En los miembros expuestos a la intemperie y los elementos estructurales que los soportan, se deben tener en cuenta los efectos de las cargas por lluvia, **R_a**, nieve, **S**, o carga viva en cubiertas inclinadas, **L_r**, según el caso, empleando la mayor resistencia requerida **U** obtenida a partir de las siguientes combinaciones:

$$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 0.5 \cdot (R_a \text{ o } S \text{ o } L_r) \quad (5)$$

$$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L + 1.6 \cdot (R_a \text{ o } S \text{ o } L_r) \quad (6)$$

6.1.16. VIENTO

Se debe evaluar la resistencia a los efectos producidos por las fuerzas de viento, **W**, para determinar la resistencia requerida **U** usando las siguientes combinaciones:

$$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L \pm 1.6 \cdot W + 0.5 \cdot (R_a \text{ o } S \text{ o } L_r) \quad (7)$$

$$U = 1.2 \cdot D + 0.8 \cdot W + 1.6 \cdot (R_a \text{ o } S \text{ o } L_r) \quad (8)$$

$$U = 0.9 \cdot D \pm 1.6 \cdot W \quad (9)$$

6.1.17. FUERZAS SÍSMICAS

La resistencia requerida **U** para soportar las fuerzas sísmicas específicas, **E**, se debe estudiar usando las siguientes combinaciones:

$$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L + 0.2 \cdot S \pm 1.0 \cdot E \quad (10)$$

$$U = 0.9 \cdot D \pm 1.0 \cdot E \quad (11)$$

6.1.18. EMPUJE DE TIERRAS

Para los elementos que soporten empuje lateral del suelo **H** la resistencia requerida **U** debe ser por lo menos igual a: (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010)

$$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 1.6 \cdot H \quad (12)$$

6.1.19. MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO

Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro A_a , y de la velocidad pico efectiva, representada por el parámetro A_v , para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años.

Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando para A_a el mapa de la Fig. 6 y el número de la región donde está localizada la edificación para A_v .

Los valores de A_a y A_v se obtienen de la Tabla 6, en función del número de la región determinado. (NSR-10, 2010)

Tabla 6 – Valores de A_a y de A_v , según las regiones de los mapas; Fuente: (NSR-10, 2010)

Región N°	Valor de A_a o de A_v
10	0.50
9	0.45
8	0.40
7	0.35
6	0.30
5	0.25
4	0.20
3	0.15
2	0.10
1	0.05

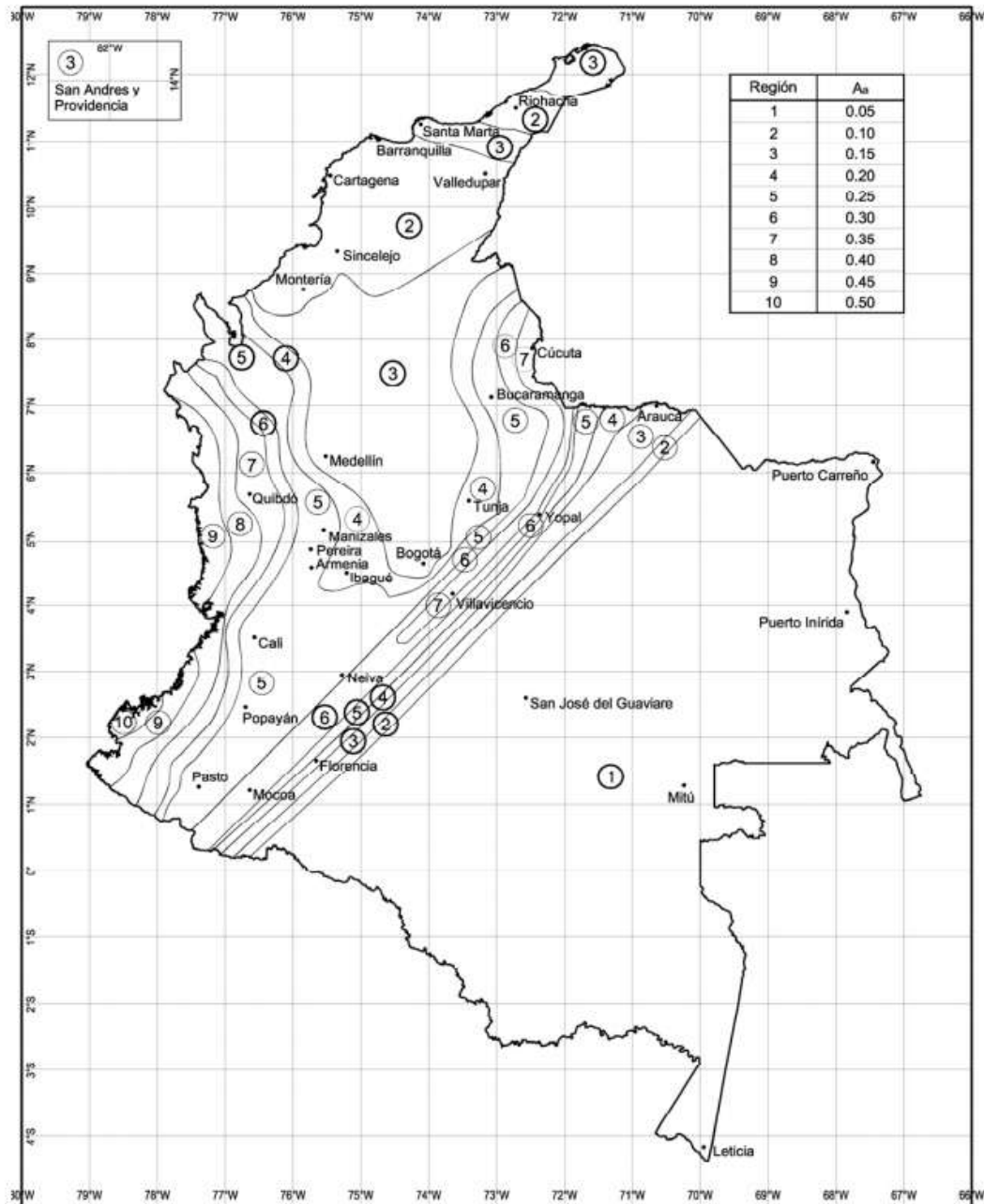
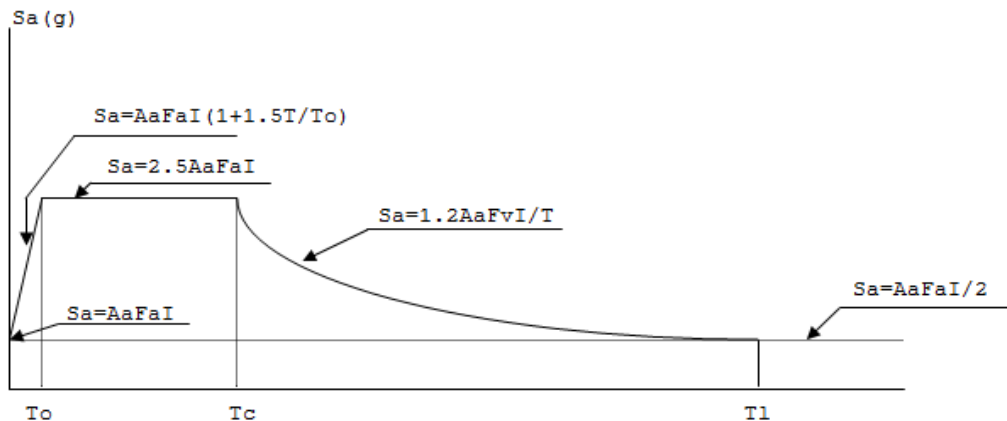


Figura 4 – Mapa de valores A_a ; Fuente: (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010)

ESPECTRO ELASTICO DE DISEÑO EN SUPERFICIE



COEFICIENTES ESPECTRALES DE DISEÑO MICROZONIFICACION SISMICA ZONA 3

$$\begin{aligned} T_0 &= 0.10 \\ T_c &= 0.80 \\ T_l &= 4.00 \\ A_a &= 0.25 \\ F_a &= 1.44 \\ F_v &= 2.40 \end{aligned}$$

Figura 5 – Espectro elástico de diseño en superficie; Fuente: (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010)

6.1.20. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

6.1.20.1. GRUPOS DE USO

- **Grupo IV – Edificaciones indispensables**

Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alternativo. Este grupo debe incluir:

- (a) Todas las edificaciones que componen hospitales clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias,

- (b) Todas las edificaciones que componen aeropuertos, estaciones ferroviarias y de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión,
- (c) Edificaciones designadas como refugios para emergencias, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia,
- (d) Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos,
- (e) Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público, y
- (f) En el grupo IV deben incluirse las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral.

- **Grupo III — Edificaciones de atención a la comunidad**

Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo IV. Este grupo debe incluir:

- (a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres,
- (b) Garajes de vehículos de emergencia,
- (c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias,
- (d) Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza,
- (e) Aquellas del grupo II para las que el propietario desee contar con seguridad adicional, y
- (f) Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales.

- **Grupo II — Estructuras de ocupación especial**

Cubre las siguientes estructuras:

- (a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón,

- (b) Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez,
- (c) Almacenes y centros comerciales con más de 500 m² por piso,
- (d) Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud, no cubiertas,
- (e) Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas, y
- (f) Edificios gubernamentales.

- **Grupo I — Estructuras de ocupación normal**

Todas la edificaciones cubiertas por el alcance del Reglamento, pero que no se incluyen en los Grupos II, III y IV.

El coeficiente de importancia, **I**, modifica el espectro, y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación para tomar en cuenta que para edificaciones de los grupos II, III y IV deben considerarse valores de aceleración con una probabilidad menor de ser excedidos que aquella del diez por ciento en un lapso de cincuenta años. Los valores de **I** se dan en la Tabla 7. (NSR-10, 2010)

Tabla 7 – Valores del coeficiente de importancia, **I**; Fuente: (NSR-10, 2010)

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

6.1.21. PERÍODO APROXIMADO DE LA ESTRUCTURA

El valor del periodo fundamental de la edificación, **T**, debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura. Este requisito puede suplirse por medio del uso de la siguiente ecuación (13):

Ecuación (13)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}}$$

Los valores de f_i representan unas fuerzas horizontales distribuidas aproximadamente de acuerdo con las ecuaciones, o utilizando cualquier otra distribución racional que se aproxime a la del modo fundamental de la estructura en la dirección en estudio. Las deflexiones horizontales, δ_i , deben calcularse utilizando las fuerzas horizontales f_i .

El valor T no puede exceder $C_u T_a$, donde C_u se calcula por medio de la ecuación (13) y T_a se calcula de acuerdo con la ecuación (14):

Ecuación (14)

$$C_u = 1.75 - 1.2 A_v F_v$$

Pero C_u no debe ser menor de 1.2.

- Alternativamente el valor de T puede ser igual al periodo fundamental aproximado, T_a , que se obtenga por medio de la ecuación (15):

Ecuación (15)

$$T_a = C_t h^\alpha$$

Donde C_t y α tienen los valores dados en la siguiente Tabla 8: (NSR-10, 2010)

Tabla 8 – Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del período aproximado T_a ; Fuente: (NSR-10, 2010)

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

6.1.22. FUERZAS SÍSMICAS HORIZONTALES EQUIVALENTES

- El cortante sísmico en la base, V_s , equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

Ecuación (16)

$$V_s = S_a g M$$

El valor de S_a en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la de la gravedad, leída en el espectro definido para el periodo T de la edificación.

- La fuerza sísmica horizontal F_x , en cualquier nivel x , para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

Ecuación (17)

$$F_x = C_{vx} V_s$$

Ecuación (18)

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)}$$

Donde **k** es un exponente relacionado con el período fundamental, **T**, de la edificación de la siguiente manera:

- (a) Para **T** menor o igual a **0.5** segundos, **K = 1**
- (b) Para **T** entre **0.5** y **2.5** segundos, **K = 0.75 + 0.5T**
- (c) Para **T** mayor que **2.5** segundos, **K = 2** (NSR-10, 2010)

6.1.23. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

- El efecto de las fuerzas sísmicas, obtenidas de acuerdo con los requisitos, correspondientes a cada nivel, debe evaluarse por medio de un análisis realizado utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura, que represente adecuadamente las características del sistema estructural. En el análisis, realizado de acuerdo con los principios de la mecánica estructural, debe tenerse en cuenta, como mínimo:
 - (a) Las condiciones de apoyo de la estructura, especialmente cuando se combinen elementos verticales de resistencia sísmica con diferencias apreciables en su rigidez.
 - (b) El efecto de diafragma, rígido o flexible, de los entrepisos de la edificación, en la distribución del cortante sísmico del piso a los elementos verticales del sistema estructural de resistencia sísmica.
 - (c) Las variaciones en las fuerzas axiales de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica causadas por los momentos de vuelco que inducen las fuerzas sísmicas.
 - (d) Los efectos torsionales prescritos.
 - (e) Los efectos de la dirección de aplicación de la fuerza sísmica prescritos,
 - (f) En estructuras de concreto reforzado y mampostería estructural, a juicio del ingeniero diseñador, consideraciones acerca del grado de fisuración de los elementos, compatibles con las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía prescrito para el material estructural, y Deben consultarse los requisitos.

- Como resultados del análisis se deben obtener, como mínimo:
 - (a) Los desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo los efectos torsionales, que se emplean para evaluar si las derivas de la estructura cumplen los requisitos dados.
 - (b) La distribución del cortante de piso, incluyendo los efectos torsionales, a todos los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica.
 - (c) Los efectos de las fuerzas sísmicas en la cimentación de la edificación, y Las fuerzas internas (momentos flectores, fuerzas cortantes, fuerzas axiales y momentos de torsión) correspondientes a cada elemento que haga parte del sistema de resistencia sísmica. (NSR-10, 2010)

6.1.24. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

6.1.24.1. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN EL CENTRO DE MASA DEL PISO, $\delta_{cm,j}$

Corresponden a los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales en planta, que tiene el centro de masa del piso.

- Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente, las fuerzas horizontales que se empleen para determinar los desplazamientos horizontales y torsionales en el centro de masa pueden calcularse utilizando el período, T , aplicando el límite de $C_u T_a$ indicado allí, o alternativamente el período T obtenido por alguna de las ecuaciones.
- En las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **II**, **III** y **IV**, para la determinación de las fuerzas horizontales que se empleen para calcular los desplazamientos horizontales en el centro de masa, se permite que el coeficiente de importancia **I**, tenga un valor igual a la unidad (**I = 1.0**) y las fuerzas de diseño a emplear para obtener la resistencia de la estructura deben utilizar el valor del coeficiente de importancia **I** correspondiente al grupo de uso de la edificación.

6.1.24.2. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES CAUSADOS POR EFECTOS TORSIONALES, $\delta_{t,j}$

Corresponden a los desplazamientos horizontales adicionales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, causados por la rotación de toda la estructura con respecto a un eje vertical y debida a los efectos torsionales definidos. Este efecto solo debe evaluarse cuando los diafragmas son rígidos. Cuando los diafragmas son rígidos el incremento en desplazamiento horizontal causado por los efectos torsionales en cualquiera de las dos direcciones principales en planta, se obtiene de:

Ecuación (19)

$$\delta_{t,j} = r_j \theta_i$$

Donde $\delta_{t,j}$ es el incremento en desplazamiento horizontal causado por los efectos torsionales en un punto dentro del nivel i , en una de las direcciones principales en planta, r_j es la proyección sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección bajo estudio, j , de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés, y θ_i es la rotación alrededor de una eje vertical que pasa por el centro de masa del nivel i , causada por los efectos torsionales.

6.1.24.3. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES CAUSADOS POR EFECTOS P-DELTA, $\delta_{pd,j}$

Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales en planta, causados por los efectos de segundo orden (efectos P-Delta) de la estructura. Los efectos P-Delta producen un aumento en las deflexiones horizontales y en las fuerzas internas de la estructura. Estos efectos deben tenerse en cuenta cuando el índice de estabilidad, Q_i , es mayor de 0.10. El índice de estabilidad, para el piso i y en la dirección bajo estudio, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

Ecuación (20)

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}}$$

El índice de estabilidad de cualquier piso, Q_i , no debe exceder el valor de 0.30. Cuando el valor de Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente

inestable y debe rigidizarse, a menos que se cumplan, en estructuras de concreto reforzado, la totalidad de los requisitos enumerados.

La deflexión adicional causada por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio y para el piso i , se calcula por medio de la siguiente ecuación:

Ecuación (21)

$$\delta_{pd} = \delta_{cm} \left(\frac{Q_i}{1 - Q_i} \right)$$

- Alternativamente, los efectos P-Delta pueden evaluarse siguiendo los requisitos en estructuras de concreto reforzado.
- Cuando el índice de estabilidad es mayor de 0.10, los efectos P-Delta en las fuerzas internas de la estructura causadas por las cargas laterales deben aumentarse, multiplicándolas en cada piso por el factor $1/(1 - Q_i)$.

6.1.24.4. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES TOTALES

Los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, que tienen todos los grados de libertad de la estructura al verse afectada por los movimientos sísmicos de diseño definidos, se determinan por medio del análisis estructural realizado utilizando el método de análisis definido en y con las rigideces indicadas. Los desplazamientos totales horizontales, $\delta_{tot,j}$, en cualquiera de las direcciones principales en planta, j , y para cualquier grado de libertad de la estructura, se obtienen de la siguiente suma de valores absolutos:

Ecuación (22)

$$\delta_{tot,j} = |\delta_{cm,j}| + |\delta_{t,j}| + |\delta_{pd,j}|$$

Donde $\delta_{cm,j}$, corresponde al desplazamiento horizontal del centro de masa en la dirección bajo estudio, j ; $\delta_{t,j}$ el desplazamiento adicional causado por los efectos torsionales en la dirección bajo estudio cuando el diafragma sea rígido, j , y $\delta_{pd,j}$ al desplazamiento adicional causado por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio, j . (NSR-10, 2010)

6.1.25. VERIFICACIÓN DE DERIVAS

6.1.25.1. LÍMITES DE LA DERIVA

La deriva máxima para cualquier piso determinada no puede exceder los límites establecidos en la Tabla 9, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_{pi} :

Tabla 9 – Derivas Máximas como Porcentaje de h_p ; Fuente: (NSR-10, 2010)

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(\Delta_{max}^i \leq 0.010 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(\Delta_{max}^i \leq 0.005 h_{pi} \right)$

- Si se utilicen secciones fisuradas, tanto en concreto reforzado, como en mampostería y en el caso de estructuras mixtas con acero, las derivas pueden multiplicarse por **0.7** antes de hacer la comparación con los límites dados en la Tabla 9.
- Si se ha efectuado un análisis inelástico verificando el desempeño de la totalidad de los elementos estructurales en un rango de desempeño no mayor a “Protección de la Vida”, las derivas pueden multiplicarse por **0.7** antes de hacer la comparación con los límites dados.
- Se permite emplear el límite de deriva máxima permisible de **0.010 h_{pi}** en edificaciones construidas con mampostería estructural cuando éstas estén compuestas por muros cuyo modo prevaleciente de falla sea la flexión ante fuerzas paralelas al plano del muro, diseñados esencialmente como elementos verticales esbeltos que actúan como voladizos apoyados en su base o cimentación, y que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre muros a través de los elementos horizontales de acople en los diafragmas de entrepiso, ya sean losas, vigas de enlace, antepechos o dinteles, sea despreciable.
- Si se trate de muros de mampostería estructural poco esbeltos o cuyo modo prevaleciente de falla sea causado por esfuerzos cortantes, debe emplearse el límite de deriva máxima permisible de **0.005 h_{pi}** .
- No hay límites de deriva en edificaciones de un piso, siempre que los muros y las particiones interiores y exteriores así como los cielorrasos se diseñen para

acomodar las derivas del piso.

6.1.26. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se establecen los pasos que se deben seguir en el diseño sismo resistente de una edificación.

- (a)** Los tipos de sistemas estructurales de resistencia sísmica, y los diferentes métodos de análisis, los cuales dependen del grado de irregularidad del sistema estructural y, además, permiten determinar el cortante sísmico en la base y su distribución en la altura de la edificación.
- (b)** Determinadas las fuerzas sísmicas correspondientes a cada nivel, se aplican al sistema estructural de resistencia sísmica escogido.
- (c)** Por medio de un modelo matemático apropiado se determinan las deflexiones de la estructura y las fuerzas internas en cada elemento del sistema estructural producidas por las fuerzas sísmicas.
- (d)** La verificación de derivas se realiza para las deflexiones horizontales de la estructura obtenidas del análisis.
- (e)** Se efectúa el diseño de los elementos y sus conexiones utilizando todas las solicitaciones requeridas por el Título B del Reglamento, debidamente combinadas según se exige allí. Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis F_s , se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = F_s/R$) que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Título B.
- (f)** El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0 , multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica ($R = \Phi_a \Phi_p \Phi_r R_0$).
- (g)** Los elementos frágiles de conexión entre elementos y otros que de acuerdo con los requisitos de los materiales estructurales que los constituyen requieran el uso del coeficiente de sobrerresistencia Ω_0 , se diseñan utilizando las fuerzas sísmicas de diseño E obtenidas de la ecuación.

- (h) El diseño de los elementos estructurales y sus conexiones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía requerido del material.
- (i) Estas fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento anotado, son fuerzas al nivel de resistencia, o sea que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga. (NSR-10, 2010)

6.1.26. FUERZAS LATERALES

6.1.26.1. CORTANTES MAYORADOS REQUERIDOS EN LA BASE Y EN EL PISO

El cortante en la base debido al viento, sismo y empuje lateral de suelos, se debe determinar independientemente para las dos direcciones principales en planta. El cortante de piso en el nivel x para cada tipo de fuerza lateral (viento, sismo y empuje lateral de suelos) corresponde a la suma de las fuerzas laterales aplicadas a la estructura en la dirección bajo estudio, desde el nivel x hasta la cubierta, empleando la ecuación (23).

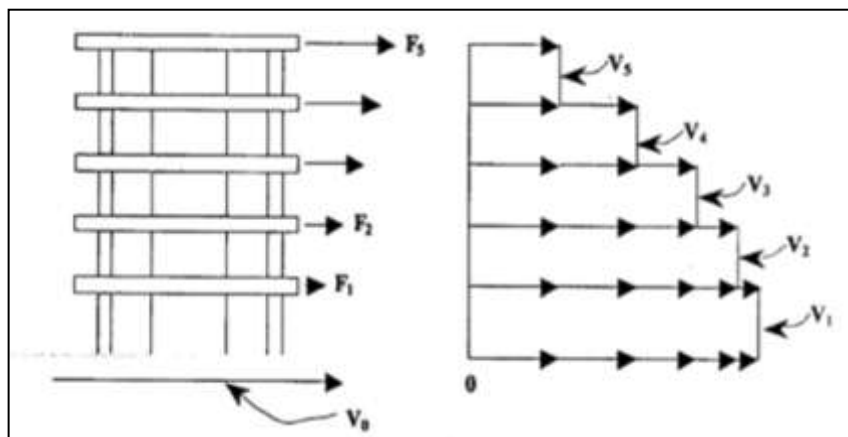


Figura 6 – Cálculo del cortante de piso y en la base; Fuente: (NSR-10, 2010)

Ecuación (23)

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

El cortante en la base, V_o , para cada tipo de fuerza lateral (viento, sismo y empuje de tierras) corresponde a la suma de las fuerzas laterales aplicadas a la estructura en la dirección bajo estudio (Fig. 6).

6.1.26.2. MOMENTO DE VUELCO MAYORADO

El momento de vuelco mayorado causado por viento, sismo o empuje de tierras se debe determinar independientemente para las dos direcciones principales en planta. El momento de vuelco en el nivel x para cada tipo de fuerza lateral (viento, sismo y empuje lateral de suelos) corresponde a la suma de los momentos causados por fuerzas laterales aplicadas a la estructura en la dirección analizada, desde el nivel x hasta la cubierta, según la ecuación (24).

Ecuación (24)

$$M_x = \sum_{i=1}^n [F_i \cdot (h_i - h_x)]$$

El momento de vuelco en la base M_{ot} , para cada tipo de fuerza lateral corresponde a la suma del producto de las fuerzas laterales por la altura del piso, medida desde la base de la estructura en la dirección principal bajo estudio, de acuerdo con la ecuación (25). (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010)

Ecuación (25)

$$M_{ot} = \sum_{i=1}^n [F_i \cdot h_i]$$

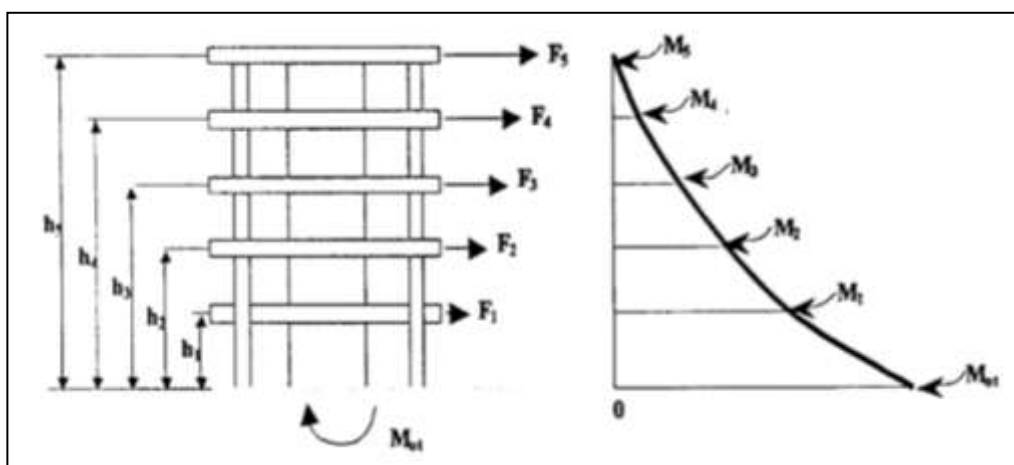


Figura 7 – Cálculo del momento de vuelco; Fuente: (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010)

Tabla 10 – Total peso de la placa; Fuente: [Grupo investigador]

DESCRIPCIÓN	W (KN/M ²)
Placa = $24 \text{ KN/m}^3 \times 0.15 \text{ m}$	3.6
Terminado de Piso	1.6
TOTAL PESO	5.2

6.1.27. PESO DE LOS MUROS

Para establecer el peso de los muros se describen los pisos correspondientes, (en este caso cuatro niveles) se toman las longitudes similares de los muros, la altura (la cual varía al cambiar de nivel), la densidad del concreto (24 KN/m^3) y el espesor se toman como variables constantes, las cuales son dadas al inicio en las especificaciones, se multiplican junto con el número total de muros que poseen la misma medición y se obtiene el peso de los muros.

La fórmula a utilizar se expone a continuación:

$$W(\text{KN}) = L \times H \times E \times N^\circ \text{ de Muros} \times 24 \quad (26)$$

Dónde:

L = Longitud del muro

H = Altura

E = Espesor

6.1.28. COMPORTAMIENTO DE CONCRETO REFORZADO.

El concreto reforzado es un material estructural en el que se integran las propiedades del concreto simple y del acero de refuerzo. Para que se produzca ese trabajo integrado es necesario que ambos materiales básicos estén íntimamente unidos e interaccionen a través de las fuerzas de adherencia que se desarrollan en sus superficies de contacto.

Con el objeto de favorecer esa adherencia, la superficie del acero debe ser rugosa por lo que estructuralmente se utilizan varillas de acero corrugado, y el hormigón debe ser vibrado luego de ser colocado en los moldes.

Por aspectos de costo, el acero de refuerzo representa un pequeño porcentaje del volumen total de hormigón armado de la estructura (generalmente alrededor del 2%, aunque en casos especiales puede superar el 5%). Para lograr un comportamiento unificado en el hormigón armado (como si fuera un único material), el hormigón simple debe recubrir totalmente a las varillas de acero.

6.1.28.1. EL PRINCIPIO DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

Debido a la integración de los materiales (hormigón simple y acero), cuando actúan cargas sobre el hormigón armado, las deformaciones en el acero son similares a las deformaciones del hormigón simple que rodea a las varillas, hecho que a sido verificado experimentalmente. Inclusive cuando el hormigón simple se fisura a causa de exceso de solicitaciones de tracción, en las zonas próximas a esas fisuras se cumple, en promedio, el principio de compatibilidad de deformaciones. (Proaño, 2011)

6.1.28.2. COMPORTAMIENTO DE CONCRETO REFORZADO ANTE CARGAS DE COMPRESION

Se puede tomar una columna con varillas longitudinales

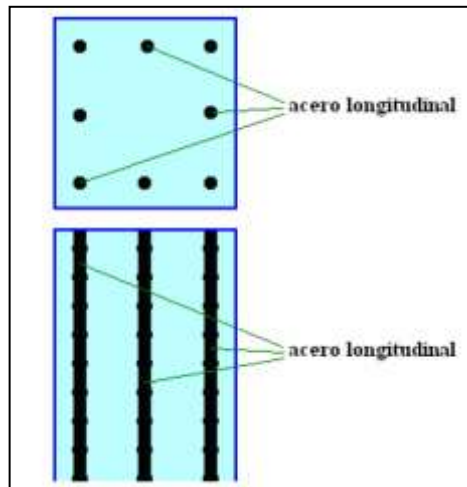


Figura 8 – Columna de concreto reforzada con acero; Fuente: (Proaño, 2011)

Si a la columna se le somete exclusivamente a fuerzas de compresión, se producirá un acortamiento del hormigón y del acero, de la misma magnitud, lo que es consistente con el principio de compatibilidad de deformaciones; además cualquier superficie horizontal plana se mantendrá plana luego de las deformaciones, lo que responde al principio de navier - bernoulli

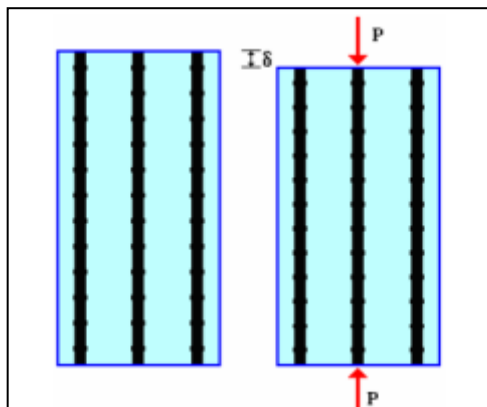


Figura 9 – Vista lateral de columna al aplicar fuerza a compresión; Fuente: (Proaño, 2011)

Cada uno de los materiales está sometido a esfuerzos consistentes con sus respectivos diagramas esfuerzo - deformación unitaria.

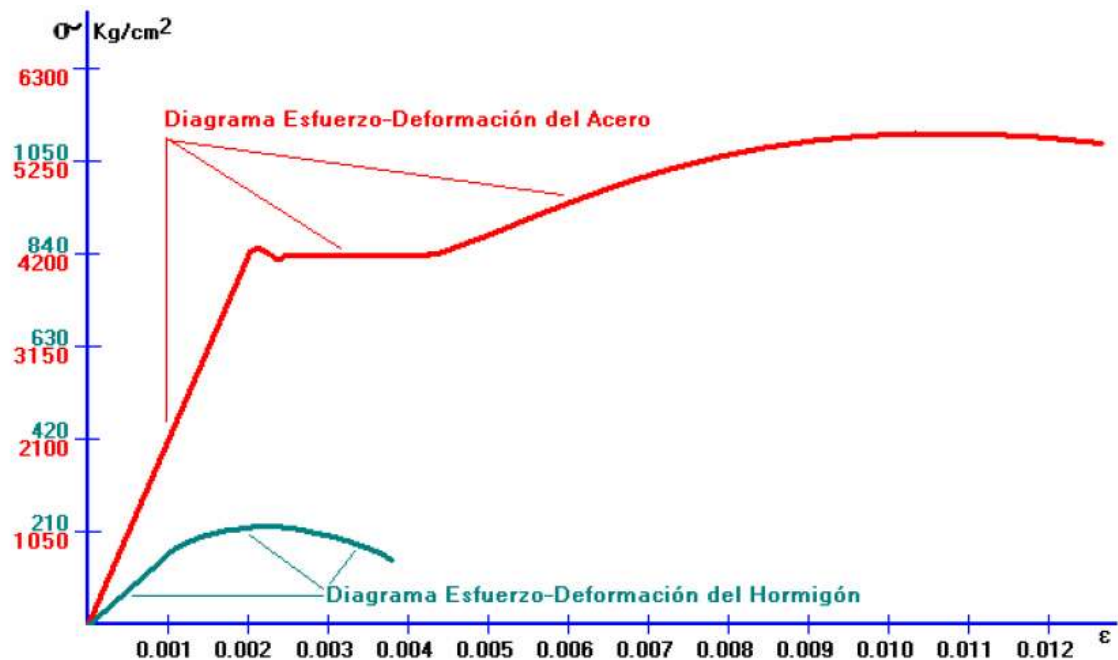


Figura 10 – Grafico de esfuerzo – deformación de concreto y acero a compresión;
Fuente: (Proaño, 2011)

En el grafico anterior se ha escogido una doble escala para representar a los esfuerzos en el concreto y a los esfuerzos en el acero, con el objeto de tengan proporciones comparables.

6.1.28.3. COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO REFORZADO ANTE CARGAS DE TRACCION

Se puede dibujar en un único diagrama, las curvas esfuerzo – deformación del acero a compresión y tracción.

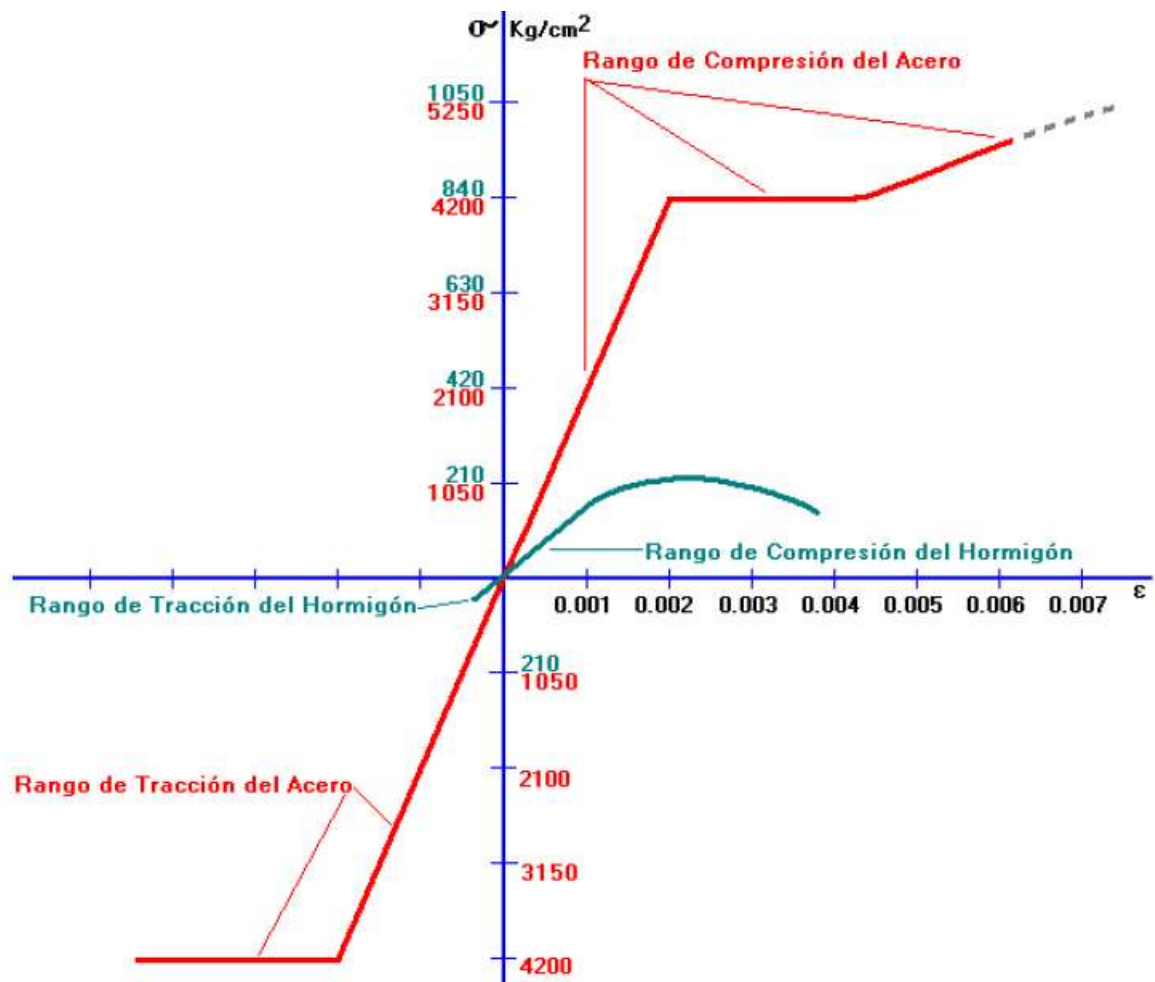


Figura 11 – Grafico de esfuerzo deformación de concreto y acero a tracción.
(Proaño, 2011)

Mientras el acero tiene comportamiento similar a tracción y a compresión (cuando está confinado), el hormigón tiene un comportamiento muy diferenciado bajo los 2 tipos de solicitaciones. El concreto resiste a tracción el 10% o menos de su capacidad a la compresión, e inmediatamente se fisura y deja de soportar cargas.

6.2. MARCO LEGAL

Para garantizar una viabilidad normativa, la ejecución del proyecto planteado en esta investigación debe estar acorde con los requisitos legales y normativos de la actualidad. La normatividad del sistema propuesto puede dividirse en dos categorías: Normas que rigen en Colombia como lo es la NSR-10 y la norma americana ACI-318 para estructuras en concreto reforzado.

6.2.1. NSR-10

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) es la norma técnica colombiana encargada de reglamentar las condiciones con las que deben contar las construcciones con el fin de que la respuesta estructural a un sismo sea favorable. Fué promulgada por el Decreto 926 del 19 de marzo de 2010 y sancionado por el ex-presidente Álvaro Uribe. Posteriormente al decreto 926 de 2010 han sido introducidas modificaciones en los decretos 2525 del 13 de julio de 2010, 092 del 17 de enero de 2011 y 340 del 13 de febrero de 2012.

La norma fue sometida a evaluación durante 3 años, hasta que obtuvo la aprobación por parte de los Ministerios de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, de Transporte y del Interior. Uno de los puntos más relevantes de esta versión es el nuevo mapa de sismicidad elaborado por la Red Sismológica Nacional adscrita al Ingeominas, que permite identificar de manera más acertada zonas de amenaza sísmica. Este permitirá hacer variaciones en los diseños estructurales, dependiendo de si la zona es alta, intermedia o baja. Para realizar este mapa se registraron entre 1995 y el 2009 alrededor de 22.000 eventos adicionales (a los 13 mil que crearon la versión NSR-98) que permitieron realizar un mejor estimativo. (Wikipedia, 2012)

6.2.2. ACI-318

Tal como lo indica su título “Requisitos de reglamento para concreto estructural” el documento se redacta para ser incluido como parte de un reglamento de construcción adoptado legalmente y como tal difiere substancialmente de otros

documentos que presentan especificaciones, procedimientos recomendados, o ayudas y manuales de diseño.

El reglamento se redacta para que cubra todos los tipos usuales de edificaciones, grandes y pequeñas. Puede ser deseable utilizar requisitos más estrictos que los contenidos en el reglamento para construcciones poco comunes. El reglamento y su comentario no pueden reemplazar los conocimientos de ingeniería, la experiencia, ni el buen criterio.

Un reglamento para edificaciones prescribe únicamente los requisitos mínimos para proteger la salud y la seguridad del público. El reglamento se sustenta sobre este principio. Para cualquier estructura, el propietario o el diseñador estructural pueden exigir materiales o procedimientos constructivos mejores que los mínimos requeridos por el reglamento para proteger al público en general; no obstante, no se permiten inferiores. (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010)

7. METODOLOGÍA

7.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación es de tipo cualitativa debido a que esta se desarrolla en un ambiente natural y el contexto que se da el asunto o problema es de fuente directa y primaria, y la labor del investigador constituye ser el instrumento clave en la investigación.

También se puede observar que la recolección de los datos en su mayoría son cualitativos y que los investigadores enfatizan tanto los procesos como en los resultados.

Conjuntamente el análisis de los datos se da de modo inductivo y es fundamental la perspectiva de cada uno de los integrantes con respecto al asunto que se investiga. (Sampieri, 1991)

7.2. MATRIZ DE DISEÑO METODOLÓGICO.

OBJETIVO ESPECIFICO	TÉCNICA	INSTRUMENTO	PRODUCTO
Matriz Comparativa	Cotejo directo de documentos en elementos de interés	Matriz de comparación	Matriz comparativa con observación y comentarios.
Diseño	Seguimiento de protocolos normativos para el diseño de la edificación	Excel, Etabs, AutoCAD.	Diseño estructural modelado

Tabla 11 - Matriz de diseño metodológico [Grupo investigador]

7.3. FASES Y RESULTADOS

7.3.1. FASE DE RECOLECCIÓN Y ANALISIS DE INFORMACION SECUNDARIA

En la primera etapa de la investigación se procedió a elegir el diseño de una estructura aporticada, que en este caso fue un edificio de 4 pisos en donde se procedió a la recolección de información. El tema elegido fue basado en la lectura, comparación y análisis de la normatividad NSR-10 Y ACI-318 principalmente. Al llevar a cabo el análisis en junio del 2012 se procedió a iniciar la recolección de información para la investigación

En la segunda etapa se recolectaron los datos para el análisis que permitieron tener una visión holística del diseño de un sistema aporticado. Llevando registro de las fuentes consultadas para las posterior comparación de la información basado en los objetivos de la investigación.

Con la recolección de datos se define el diseño estructural de un edificio de 4 pisos basado en un extracto de la normatividad americana, que este caso es la ACI 318-02. Para ello se realizo una matriz comparativa donde a través de esta se busca conocer los criterios de diseño de la ACI 318-02 y si estos son cumplidos con la normatividad colombiana NSR10, ya que los criterios de diseño de esta norma son de vital importancia para el diseño realizado, debido a que se diseña para el territorio colombiano.

7.3.2. DEFINICIÓN DE CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS MATRICIAL (COMPARACIÓN ENTRE ACI 1318-02 Y NSR-10)

En la matriz comparativa se realizará un cotejo entre las dos normas de los elementos estructurales necesarios para el diseño de una edificación de 4 pisos en sistema aporticado, en la cual se hará énfasis en elementos tales como vigas, columnas, losas, cimentaciones, requisitos generales, requisitos generales del concreto. En el capítulo de cargas se utilizará la comparación ya realizada por un estudiante de ingeniería civil de la Universidad Libre. (Betancourt, 2014)

En la matriz comparativa se utilizaron los elementos más relevantes para la realización del diseño de un edificio de 4 pisos.

7.3.3. DEFINICIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 1 A 5 PISOS EN SISTEMA APORTICADO

Todos los criterios de diseño se realizan de acuerdo a la norma ACI 318 - 02 que cumplan con la NSR 10, si no cumplen se procede a usar las especificaciones dadas en la NSR 10. Para el diseño estructural del edificio se utilizan los siguientes criterios:

- Definición del sistema estructural.
- Determinación trayectoria de la carga
- Materiales a utilizar
- Definición de las cargas
- Sistema de losa a utilizar
- Control de deriva.

Se diseña un edificio de 4 pisos en sistema de pórticos, en el cual se describe paso a paso y donde se pueden destacar cálculos para la ilustración de los diferentes elementos.

7.3.4. PRESENTACIÓN DE INFORME FINAL

La investigación se finaliza con un paso a paso detallado del diseño del edificio aporticado, en donde el proceso de diseño de la edificación se basa en su mayoría por las especificaciones de la ACI 318-02. En los elementos que no cumplen con esta se utilizan los criterios de la NSR 10.

8. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

8.1. MATRIZ COMPARATIVA DE LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES DE 1 A 5 PISOS, SEGÚN LA NSR-10 Y LA ACI-318-02.

A continuación se presenta la reglamentación correspondiente al Título C de la NSR-010, y la reglamentación del adendo basado en la ACI 318-02 para los elementos estructurales necesarios de un edificio de 5 pisos para la cual se realizará un comentario comparativo, en solo los numerales correspondientes a los elementos estructurales limitados a los Requisitos Esenciales para Edificaciones de Concreto Reforzado (Para edificaciones de tamaño y altura limitada basado en ACI 318-02).

Deben cumplirse las limitaciones de los Requisitos generales de C.1 ya que los requisitos esenciales podrán usarse únicamente cuando la edificación a diseñar cumpla con todas las limitaciones establecidas en 1.3.1 a 1.3.10.

Tabla 12 - Comparación requisitos generales ACI-318-02 y NSR-10. [Grupo investigador]

REQUISITOS GENERALES		
REQUISITOS ESENCIALES	NSR-010	COMENTARIO
<p>ALCANCE — Los requisitos esenciales están destinados a la planeación, diseño y construcción de estructuras nuevas de concreto reforzado en edificaciones de poca altura, con restricciones en la ocupación, número de niveles y área.</p> <p>1.2 PROPOSITO El propósito de los requisitos esenciales es brindar a un ingeniero civil o arquitecto legalmente facultado, la información suficiente para adelantar el diseño de los elementos que conforman la estructura de concreto reforzado para una edificación de poca altura, cumpliendo con las limitaciones establecidas en 1.3 Los procedimientos de diseño que se establecen en este documento son simplificaciones de los requisitos más detallados que contienen las normas mencionadas en 1.4</p> <p>LIMITACIONES Los requisitos esenciales podrán usarse únicamente cuando la edificación a diseñar cumpla con todas las limitaciones establecidas en 1.3.1 a 1.3.10</p>	<p>C.1.1 ALCANCE DCD C.1.1.1 — El Título C proporciona los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de elementos de concreto estructural de cualquier estructura construida según los requisitos del NSR-010 del cual el Título C forma parte. El Título C también cubre la evaluación de resistencia de estructuras existentes. Para el concreto estructural, f'_c no debe ser inferior a 17 MPa. No se establece un valor máximo para f'_c salvo que se encuentre restringido por alguna disposición específica del Título C.</p>	<p>La norma NSR10 establece que el título C proporciona los requisitos mínimos para el diseño de elementos de estructuras nuevas y la evaluación de estructuras ya existentes. En la a ACI 318- 02 el alcance menciona que los requisitos esenciales están destinados a el diseño de estructuras nuevas de concreto reforzado con algunas restricciones por lo cual la matriz solo hará énfasis en la comparación de los elementos estructurales, teniendo fijas las restricciones de la ACI318-02.</p>

REQUISITOS GENERALES		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
1.3.1 USO Y OCUPACION 1.3.1.1 Usos y ocupaciones permitidos. La tabla 1.1 muestra los grupos y subgrupos de ocupación, indicando para cada uno de ellos la posibilidad o no de emplear los requisitos esenciales.		
1.3.1.2 Ocupación mixta. Se permite diseñar edificaciones con ocupación mixta cuando todos los tipos de ocupación de la edificación. Están permitidos por la tabla 1.1		
1.3.2 NUMERO MAXIMO DE PISOS El número máximo de pisos para una edificación diseñada usando los requisitos esenciales es de cinco, incluyendo el que se encuentra al nivel del terreno o del sótano, sin contar la cubierta. Se permite como máximo un sótano.		
1.3.3 AREA MAXIMA POR PISO El área por piso no debe exceder 1000 m ² .		
1.3.4 ALTURA MAXIMA DE ENTRE PISO La altura máxima de entrepiso, medida entre el acabado de un piso y el acabado del piso inmediatamente inferior, no debe ser mayor de 4m.		
1.3.5 LUZ MAXIMA La luz para vigas maestras, vigas y sistemas de losa – columna, medida centro a centro de los apoyos respectivos, no debe exceder 10 m.		
1.3.6 DIFERENCIA MAXIMA ENTRE LUCES Las luces deben ser aproximadamente iguales y la menor de dos luces adyacentes debe ser por lo menos igual al 80% de la luz mayor, excepto en las zonas de ascensores y escaleras.		
1.3.7 NUMERO MINIMO DE LUCES Debe haber por lo menos dos luces en cada dirección principal en planta. Las luces simples se permiten en edificaciones de uno y dos pisos cuando su longitud no exceda 5 m.		

Requisitos Esenciales para Edificaciones de Concreto Reforzado vs NSR-10

REQUISITOS GENERALES		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
1.3.8 MAXIMA LONGITUD DE VOLADIZOS En vigas maestras, vigas o losas con voladizos, la longitud de los mismos no debe exceder 1/3 de la longitud del primer vano interior del elemento		
1.3.9 PENDIENTE MAXIMA PARA LOSAS, VIGAS Y VIGUETAS Cuando se usen losas, vigas o viguetas inclinadas, la pendiente de los elementos no debe exceder 15°.		
1.3.10 PENDIENTE MAXIMA DEL TERRENO La pendiente en el que se ubique la edificación no excederá, en cualquier dirección, aquella que genere, a lo largo de la edificación, una elevación equivalente a la altura del primer piso, sin exceder 30°.		
1.4 CODIGOS Y NORMAS DE SOPORTE Se pueden emplear los requisitos esenciales para el diseño y construcción de edificaciones de concreto reforzado, cuando se cumplan las limitaciones de 1.3, como simplificación de los requisitos correspondientes contenidos en los siguientes códigos y normas: Building Code Requirements for structural concrete (ACI 318-02) Minimum Design Loads for Buildings and other Structures (ASCE 7-98) International Building Code (IBC2000)		
1.6 DISEÑO Y PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO 1.6.1 Procedimiento El procedimiento de diseño comprende los pasos incluidos en la Tabla 1.2 (véase la figura 1.1.)		

REQUISITOS GENERALES		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>1.6.2 Documentación del diseño Los pasos de diseño deben quedar completamente registrados en los siguiente documentos:</p> <p>1.6.2.1 Memorias de cálculos. El diseñador estructural debe documentar todos los pasos de diseño en la memoria de cálculos, esta memoria debe contener , como mínimo lo siguiente:</p> <p>(a) los requisitos estructurales generales del proyecto, según lo definido en el capítulo 3. (b) Una descripción del sistema estructural empleado (c) Cargas empleadas. (d) Calidad, resistencia y normas de fabricación para todos los materiales estructurales. (e) Justificación de todos los cálculos de diseño (f) Esquemas de disposición del refuerzo para todos los elementos estructurales.</p>		
<p>1.6.2.2 Reporte geotécnico. El reporte geotécnico debe contener, como mínimo, la exploración realizada, el proceso de definición de la capacidad portante del suelo de fundación, el empuje lateral de suelos requerido para el diseño de cualquier estructura de contención, y toda la información requerida en el capítulo 14</p> <p>1.6.2.3 Planos estructurales. Los planos estructurales incluyen todos los planos requeridos para la construcción de la estructura de la edificación de acuerdo con el capítulo 15.</p>		
<p>1.6.3. Elementos prefabricados de concreto Se pueden usar elementos prefabricados de concreto, incluyendo concreto preesforzado, manufacturado en plantas industriales. Tales elementos deben ser diseñados por un profesional con licencia de acuerdo con los códigos y normas citados en la sección 1.4</p>		

REQUISITOS GENERALES		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>1.7 ESTADOS LIMITES</p> <p>El procedimiento de diseño de los requisitos esenciales se basa en los estados límites, donde un estado limite es la condición más allá de la cual la estructura, o un elemento estructural, se torna inapropiado ya sea porque no está capacitado para su función o se considera inseguro. El diseñador debe verificar que la estructura resultante del diseño cumple con los siguientes estados limites</p> <ul style="list-style-type: none"> (a) Estado límite de resistencia (b) Estado límite de funcionamiento o servicio <p>Los siguientes estados limites se consideran implícitamente dentro del procedimiento de diseño:</p> <ul style="list-style-type: none"> (a) Estado límite de integridad estructura (b) Estado límite de desplazamiento por cargas. (c) Estado límite de durabilidad (d) Estado limite por resistencia al fuego 		
<p>1.8 DISEÑO PARA EL ESTADO LIMITE DE RESITENCIA</p> <p>1.8.1 General</p> <p>En el diseño para el estado límite de resistencia , la estructura y los miembros estructurales se dimensionan para que en todas sus secciones tenga una resistencia de diseño por lo menos igual a la resistencia requerida calculada para las cargas y fuerzas mayorada y combinadas según lo estipulado en el capítulo 4.</p>		

REQUISITOS GENERALES		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>El requisito básico para un estado límite de resistencia es:</p> <p>Resistencia \geq Efectos de la carga(1-1)</p> <p>Para evitar la posibilidad de que las resistencias sean menores a las calculadas, y que los efectos de las cargas sean mayores a los calculados, se emplean coeficientes de reducción de resistencia, Φ, menores que la unidad, y coeficientes de carga, γ, generalmente mayores que la unidad.</p> $\phi \cdot R_n \geq \gamma_1 \cdot S_1 + \gamma_2 \cdot S_2 + \Lambda \quad (1-2)$ <p>R_n se refiere a una resistencia nominal y S representa los efectos de carga obtenidos usando las cargas prescritas en el capítulo 4. Por lo tanto, el formato de diseño para el estado límite de resistencia</p> <p>Resistencia de diseño \geq resistencia requerida (1-3)</p> $\phi \cdot (\text{Resistencia nominal}) \geq U \quad (1-4)$		
<p>1.8.2 Resistencia requerida</p> <p>La resistencia requerida, U, debe calcularse multiplicando las cargas, o fuerzas, de servicio por coeficientes de carga, usando las combinaciones de carga y los coeficientes de 4.2</p>		

REQUISITOS GENERALES		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR -010	COMENTARIO
<p>1.8.3 Resistencia del diseño</p> <p>La resistencia de diseño de un elemento, sus conexiones a otros miembros, y todas sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial y cortante; debe tomarse como la resistencia nominal multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia, ϕ. La resistencia nominal debe calcularse para cada efecto de carga particular en cada tipo de elemento y en las secciones definidas como críticas. Deben usarse los siguientes coeficientes de reducción de resistencia, ϕ.</p> <p>(a) Flexión, sin carga axial $\phi = 0.90$</p> <p>(b) Tensión axial, y tensión axial con flexión $\phi = 0.90$</p> <p>(c) Compresión axial y compresión axial con flexión</p> <p style="padding-left: 40px;">Columnas con estribos y muros de concreto reforzado $\phi = 0.65$</p> <p style="padding-left: 40px;">Columnas con refuerzo en espiral $\phi = 0.70$</p> <p>(d) Cortante y torsión $\phi = 0.75$</p> <p>(e) Esfuerzos de contacto en el concreto $\phi = 0.65$</p>		

REQUISITOS GENERALES		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>1.9 - DISEÑO PARA EL ESTADO LIMITE DE FUNCIONAMIENTO O SERVICIO El estado límite de funcionamiento o servicio corresponde a condiciones por fuera de las cuales la estructura, o los elementos estructurales, dejan de cumplir un nivel de desempeño requerido. En los Requisitos esenciales, el cumplimiento de tal estado limite, se obtiene indirectamente mediante la observancia de las dimensiones mínimas, recubrimiento, detalles del refuerzo y requisitos constructivos estipulados. Dentro de las condiciones de funcionamiento se incluyen Efectos tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> (a) Disminución de la durabilidad debido a efectos ambientales a largo plazo, incluyendo exposición a ambientes agresivos o corrosión del refuerzo. (b) Cambio en las dimensiones debido a variaciones de temperatura, humedad relativa y otros efectos. (c) Agrietamiento excesivo del concreto. (d) Deflexiones verticales excesivas. <p>Vibración excesiva.</p>		
<p>1.10 NORMAS APLICABLES 1.10.1 General A continuación se listan las normas de la Asociación Americana de Ensayos y Materiales (ASTM) citadas en los requisitos esenciales incluyendo su número serial, las cuales se consideran parte de los requisitos esenciales.</p>		

REQUISITOS GENERALES		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>1.10.2 Normas de la ASTM</p> <p>ASTM A 82-97a Standard Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement</p> <p>ASTM A 184 / A 184M-96 Standard Specification for Fabricated Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement</p> <p>ASTM A 185-97 Standard Specification for Steel Welded Wire Fabric, Plain, for Concrete Reinforcement</p> <p>ASTM A 242 / A242M-00a Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel</p> <p>ASTM A 496-97a Standard Specification for Steel Wire, Deformed, for Concrete Reinforcement</p> <p>ASTM A 497-99 Standard Specification for Steel Welded Wire Fabric, Deformed, for Concrete Reinforcement</p> <p>ASTM A 615 / A 615M-00 Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement</p> <p>ASTM A 706 Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement</p> <p>ASTM A 767 / A 767M-00b Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement</p> <p>ASTM A 775 / A 775M-00 Standard Specification for Epoxy-Coated Reinforcing Steel Bars</p> <p>ASTM A 884 / A 884M-99 Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Fabric for Reinforcement</p> <p>ASTM A 934 / A 934M-00 Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars</p>		

REQUISITOS GENERALES		
REQUISITOS ESENCIALES	NSR-010	COMENTARIO
<p>ASTM A 996 / A 996M-00 Standard Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement</p> <p>ASTM C 31/C 31M-98 Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field</p> <p>ASTM C 33-99a Standard Specifications for Concrete Aggregates</p> <p>ASTM C 39 / C 39M-99 Standard Method of Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens</p> <p>ASTM C 42 / C 42M-99 Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete</p> <p>ASTM C 94 / C 94M-00 Standard Specifications for Ready-Mixed Concrete</p> <p>ASTM C 109/C 109M-99 Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or 50-mm Cube Specimens)</p> <p>ASTM C 143 / C 143M-98 Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete</p>		

Requisitos Esenciales para Edificaciones de Concreto Reforzado vs NSR-10

REQUISITOS GENERALES		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>ASTM C 144-99 Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar</p> <p>ASTM C 150-99a Standard Specification for Portland Cement</p> <p>ASTM C 172-99 Standard Method of Sampling Freshly Mixed Concrete</p> <p>ASTM C 192/C 192M-98 Standard Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory</p> <p>ASTM C 260-00 Standard Specification for Air-Entraining Admixtures for Concrete</p> <p>ASTM C 494 / C 494M-99a Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete</p> <p>ASTM C 496-96 Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens</p> <p>ASTM C 567-99a Standard Test Method for Unit Weight of Structural Lightweight Concrete</p> <p>ASTM C 595-00 Standard Specification for Blended Hydraulic Cements</p> <p>ASTM C 618-99 Standard Specification for Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete</p> <p>ASTM C 685-98a Standard Specifications for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing</p> <p>ASTM C 845-96 Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement</p> <p>ASTM C 989-99 Standard Specification for Ground Granulated Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars</p> <p>ASTM C 1017 / C 1017M-98 Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete</p> <p>ASTM C 1218/C 1218M-99 Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete</p> <p>ASTM C 1240-00 Standard Specification for Silica Fume for Use in Hydraulic-Cement Concrete and Mortar</p>		

REQUISITOS GENERALES		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>1.11 ADVERTENCIA</p> <p>Aunque el contenido de los Requisitos esenciales se redactó de tal manera que al ser usado apropiadamente produzca como resultado una estructura de concreto reforzado con un margen de seguridad adecuado, estos requisitos no reemplazan el buen criterio obtenido por medio de la experiencia en el ejercicio de la ingeniería. Para obtener un margen de seguridad apropiado en la estructura diseñada siguiendo los Requisitos esenciales, estos deben usarse en su totalidad y solo se pueden usar procedimientos alternativos en los casos en que los mismos requisitos esenciales lo permitan. Los requisitos mínimos incluidos en los Requisitos esenciales reemplazan en muchos casos procedimientos más complejos y elaborados contenidos en los códigos y normas de soporte mencionados en 1.4</p> <p>El profesional que lleve a cabo un diseño estructural siguiendo los Requisitos esenciales debe tener experiencia y conocimientos apropiados en mecánica estructural, estática, resistencia de materiales, análisis estructural, diseño de concreto estructural y construcción.</p>		

Tabla 13 - Comparación losas macizas ACI-318-02 y NSR-10. [Grupo investigador]

LOSAS MACIZAS SOBRE VIGAS MAESTRAS, VIGAS, VIGUETAS O MUROS DE CONCRETO REFORZADO		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>7.2.3 – Carga mayorada de diseño El valor de la carga mayorada de diseño, q_u, debe ser el mayor valor obtenido al combinar q_d y q_l mediante los factores y combinaciones de carga especificados en 4.2.</p> <p>4.2 FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGA</p> <p>$U = 1.4 \cdot D$ (4-1)</p> <p>$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$ (4-2)</p> <p>$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 0.5 \cdot (R_s \text{ o } S \text{ o } L_r)$ (4-3)</p> <p>$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L + 1.6 \cdot (R_s \text{ o } S \text{ o } L_r)$ (4-4)</p> <p>$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L \pm 1.6 \cdot W + 0.5 \cdot (R_s \text{ o } S \text{ o } L_r)$ (4-5)</p> <p>$U = 1.2 \cdot D + 0.8 \cdot W + 1.6 \cdot (R_s \text{ o } S \text{ o } L_r)$ (4-6)</p> <p>$U = 0.9 \cdot D \pm 1.6 \cdot W$ (4-7)</p> <p>$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L + 0.2 \cdot S \pm 1.0 \cdot E$ (4-8)</p> <p>$U = 0.9 \cdot D \pm 1.0 \cdot E$ (4-9)</p> <p>$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 1.6 \cdot H$ (4-10)</p>	<p>C.9.2 — Resistencia requerida C.9.2.1 — La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones (C.9-1) a (C.9-7). Debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúan simultáneamente:</p> <p>$U = 1.4(D + F)$ (C.9-1)</p> <p>$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$ (C.9-2)</p> <p>$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.8W)$ (C.9-3)</p> <p>$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$ (C.9-4)</p> <p>$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$ (C.9-5)</p> <p>$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$ (C.9-6)</p> <p>$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$ (C.9-7)</p>	<p>Se recomienda una deformación unitaria mayor e igual a 0.005, que la sección siempre este controlada por tensión.</p>

LOSAS MACIZAS SOBRE VIGAS MAESTRAS, VIGAS, VIGUETAS O MUROS DE CONCRETO REFORZADO																												
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010			COMENTARIO																								
<p>6.5.2 Losas macizas en una dirección</p> <p>6.5.2.1 Losa superior entre viguetas. La losa superior entre viguetas debe tener un espesor mínimo de $\ell/2$, pero no menor de 40 mm cuando se empleen bloques de relleno de concreto o arcilla, y no menor de 50 mm en todo los demás casos.</p> <p>6.5.2.2 Elementos no estructurales insensitivos a deflexiones. Cuando la losa soporta elementos no estructurales construidos con materiales que no se dañarían debido a deflexiones grandes, el espesor mínimo, h, no debe ser menor que los valores dados en la Tabla 6.1, donde la longitud del vano ℓ, se debe tomar como la distancia medida centro a centro entre apoyos, excepto cuando el vano sea menor de 3 m, en cuyo caso que se pueda considerar ℓ como la luz libre.</p>	<p>C.9.5.2.1 — Las alturas o espesores mínimos establecidos en la tabla C.9.5(a) deben aplicarse a los elementos en una dirección que no soporten o estén ligados a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que el cálculo de las deflexiones indique que se puede utilizar un espesor menor sin causar efectos adversos.</p> <p>TABLA C.9.5(a) — Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones</p> <table> <tr> <th rowspan="2"></th><th colspan="4">Espesor mínimo, h</th></tr> <tr> <th>Simplemente apoyados</th><th>Con un Extremo continuo</th><th>Ambos Extremos continuos</th><th>En voladizo</th></tr> <tr> <td>Elementos que NO soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <td>Losas macizas en una dirección</td><td>$\frac{\ell}{20}$</td><td>$\frac{\ell}{24}$</td><td>$\frac{\ell}{28}$</td><td>$\frac{\ell}{10}$</td></tr> <tr> <td>Vigas o losas nervadas en una dirección</td><td>$\frac{\ell}{16}$</td><td>$\frac{\ell}{18.5}$</td><td>$\frac{\ell}{21}$</td><td>$\frac{\ell}{8}$</td></tr> </table>				Espesor mínimo, h				Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo	Elementos que NO soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.					Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$	Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$	Se presentan similitudes entre los tipos de requisitos a utilizar
	Espesor mínimo, h																											
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo																								
Elementos que NO soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.																												
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$																								
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$																								

LOSAS MACIZAS SOBRE VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS O MUROS DE CONCRETO REFORZADO												
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO										
<p>Tabla 6.1 — Espesor mínimo, h, para losas en una dirección que soportan elementos no estructurales que pueden someterse a deflexiones grandes</p> <table><tr><th>Continuidad de los apoyos</th><th>Espesor mínimo, h</th></tr><tr><td>Simplemente apoyados</td><td>$\frac{\lambda}{20}$</td></tr><tr><td>Un apoyo continuo</td><td>$\frac{\lambda}{24}$</td></tr><tr><td>Ambos apoyos continuos</td><td>$\frac{\lambda}{28}$</td></tr><tr><td>Voladizos</td><td>$\frac{\lambda}{10}$</td></tr></table>	Continuidad de los apoyos	Espesor mínimo, h	Simplemente apoyados	$\frac{\lambda}{20}$	Un apoyo continuo	$\frac{\lambda}{24}$	Ambos apoyos continuos	$\frac{\lambda}{28}$	Voladizos	$\frac{\lambda}{10}$		
Continuidad de los apoyos	Espesor mínimo, h											
Simplemente apoyados	$\frac{\lambda}{20}$											
Un apoyo continuo	$\frac{\lambda}{24}$											
Ambos apoyos continuos	$\frac{\lambda}{28}$											
Voladizos	$\frac{\lambda}{10}$											
7.3.2 Localización. El refuerzo por retracción de fraguado y temperatura debe colocarse por encima del refuerzo positivo a flexión y perpendicular a este, excepto en losas de cubierta donde se debe colocar bajo el refuerzo negativo a flexión y perpendicular a el.	C.7.6.1 — La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser db , pero no menor de 25 mm. Véase también C.3.3.2.	No se encuentran similitudes en este caso										
7.3.3 Separación máxima. En losas macizas, el refuerzo por retracción de fraguado y temperatura se debe separar a no más de 4 veces el espesor de la losa, ni 350 mm	C.7.12.2.2 — El refuerzo de retracción y temperatura no debe colocarse con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm.	Se toma 350 mm ya que es la menor separación.										

LOSAS MACIZAS SOBRE VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS O MUROS DE CONCRETO REFORZADO																													
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO		NSR-010	COMENTARIO																										
<p>7.3.4.1 Separación máxima del refuerzo a flexión en losas macizas. En losas macizas, el refuerzo principal a flexión no se debe separar a mas de tres veces el espesor de la losa ni 300 mm</p> <p>7.3.4.2 Área mínima de refuerzo a tensión por flexión. El área de refuerzo longitudinal a tensión por flexión en losas macizas debe ser mayor o igual al área requerida por retracción de fraguado y temperatura, $(A_s \geq \rho_t \cdot b \cdot h)$. (Fig. 7.3.)</p> <p>7.3.4.3 Área máxima de refuerzo a tensión por flexión. La máxima cuantía de refuerzo permitida $\rho = A_s/ (b \cdot d)$, para el refuerzo a tensión por flexión en losas macizas no debe exceder el valor de la cuantía máxima estipulada en la Tabla 7.1. En losas macizas el refuerzo a compresión por flexión no se debe tener en cuenta en el cálculo de la resistencia de diseño a flexión.</p>		<p>C.7.6.5 — En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 450 mm, excepto que en secciones críticas de losas en dos direcciones no debe Exceder 2 veces el espesor de la losa (véase el Capítulo C.13). Cuando se trate de refuerzo de temperatura en losas la separación máxima no debe exceder 5 veces el espesor de la losa ni 450 mm (véase C.7.12).</p> <p>C.7.10.5.4 — La distancia vertical entre los estribos de los extremos del elemento y la parte superior de la zapata o losa de entrepiso, o el refuerzo horizontal más bajo de la losa, ábaco superior o descolgado para cortante, debe ser menor a la mitad del espaciamiento entre estribos.</p> <p>C.10.3.5 — Para elementos no preesforzados en flexión y elementos no preesforzados con carga axial mayorada de compresión menor a 0.10fc'Ag , ϵ_t en el estado de resistencia nominal no debe ser menor a 0.004.</p>	<p>Se tiene en cuenta la especificación de los requisitos esenciales ya que tiene menor espaciamiento en el refuerzo a flexión (300 mm)</p>																										
<p>Tabla 7.1 — Cuantía máxima de refuerzo a flexión, ρ_{max}, para losas macizas</p> <table><tr><th colspan="2" rowspan="2"></th><th colspan="3">f_y (MPa)</th></tr><tr><th>240</th><th>300</th><th>420</th></tr><tr><th rowspan="4">f'_c (MPa)</th><td>20</td><td>0.0220</td><td>0.0160</td><td>0.0100</td></tr><tr><td>25</td><td>0.0270</td><td>0.0200</td><td>0.0130</td></tr><tr><td>30</td><td>0.0320</td><td>0.0240</td><td>0.0150</td></tr><tr><td>35</td><td>0.0360</td><td>0.0270</td><td>0.0170</td></tr></table> <p>Nota: Se puede interpolar para valores diferentes de f_y y f'_c</p>							f_y (MPa)			240	300	420	f'_c (MPa)	20	0.0220	0.0160	0.0100	25	0.0270	0.0200	0.0130	30	0.0320	0.0240	0.0150	35	0.0360	0.0270	0.0170
		f_y (MPa)																											
		240	300	420																									
f'_c (MPa)	20	0.0220	0.0160	0.0100																									
	25	0.0270	0.0200	0.0130																									
	30	0.0320	0.0240	0.0150																									
	35	0.0360	0.0270	0.0170																									

LOSAS MACIZAS SOBRE VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS O MUROS DE CONCRETO REFORZADO		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>7.3.5 Refuerzo positivo a flexión.</p> <p>7.3.5.1 Descripción. El refuerzo positivo a flexión se debe colocar en la parte inferior de la sección de la losa, según los requisitos del presente capítulo, y debe cumplir con los requisitos generales de 7.3.4, 7.3.5, y los requisitos particulares para cada tipo de losa según lo establecido en 7.5 a 7.9. La resistencia a momento de diseño de la sección basada en el área de refuerzo positivo suministrada debe ser mayor o igual a la resistencia a momento requerida.</p>	<p>C.10.3.5.1 — Se permite el uso de refuerzo de compresión en conjunto con refuerzo adicional de tracción para aumentar la resistencia de elementos sometidos a flexión.</p> <p>C.12.11 — Desarrollo del refuerzo para momento positivo</p> <p>C.12.11.1 — Por lo menos 1/3 del refuerzo para momento positivo en elementos simplemente apoyados y 1/4 del refuerzo para momento positivo en elementos continuos, se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar, por lo menos 150 mm dentro del apoyo.</p>	<p>Se puede observar mayor precisión en la caracterización de los refuerzos en la norma nsr-10.</p>

LOSAS MACIZAS SOBRE VIGAS MAESTRAS, VIGAS, VIGUETAS O MUROS DE CONCRETO REFORZADO		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
7.3.6 Refuerzo negativo a flexión 7.3.6.5 Anclaje final del refuerzo.	C.12.12 — Desarrollo del refuerzo para momento negativo C.12.12.1 — El refuerzo para momento negativo en un elemento continuo, restringido, o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico rígido, debe anclarse en o a través de los elementos de apoyo mediante una longitud embebida, ganchos o anclajes mecánicos.	Se puede observar mayor precisión en la caracterización de los refuerzos en la norma nsr-10.
7.3.8 Refuerzo de esquina. Se debe colocar un refuerzo, adicional a los otros refuerzos requeridos, en la parte superior e inferior de las esquinas de la losa (para voladizos véase 7.6) por una distancia igual a un quinto de la luz libre mayor del panel de losa (Fig. 7.4), la cantidad de refuerzo, superior e inferior, debe ser suficiente para resistir un momento igual al momento positivo de diseño máximo mayorado, por metro de ancho, en el panel de la losa, de acuerdo con 7.3.8.1 y 7.3.8.2	C.13.3.6 — En las esquinas exteriores de las losas apoyadas en muros de borde o donde una o más vigas de borde tengan un valor de α_f mayor de 1.0, debe proporcionarse refuerzo en las esquinas exteriores, tanto en la parte inferior como en la superior de la losa de acuerdo con C.13.3.6.1 a C.13.3.6.4.	Se encuentran requerimientos similares en la normatividad.

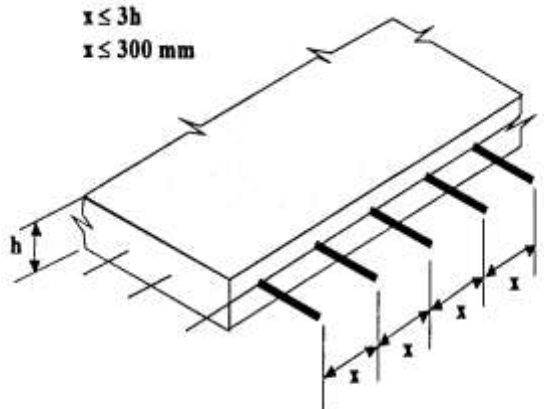
LOSAS MACIZAS SOBRE VIGAS MAESTRAS, VIGAS, VIGUETAS O MUROS DE CONCRETO REFORZADO		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>7.3.8.1 Refuerzo superior de esquina. Se debe colocar un refuerzo especial, paralelo a la diagonal del panel de la losa, en la parte superior de la losa directamente debajo del refuerzo de flexión superior. Este refuerzo debe anclarse con un gancho estándar en las vigas, vigas maestras o muros de concreto reforzado que le dan el apoyo.</p> <p>7.3.8.2 Refuerzo inferior de esquina. Se debe colocar un refuerzo especial, perpendicular a la diagonal del panel de losa, en la parte inferior de la losa directamente encima del refuerzo de flexión interior. Este refuerzo debe anclarse con un gancho estándar en las vigas, vigas maestras o muros de concreto reforzado que le dan el apoyo</p>	<p>C.13.3.6.1 —El refuerzo de esquina tanto en la parte superior como en la inferior de la losa debe ser suficiente para resistir un momento igual al momento positivo Máximo por unidad de ancho del panel de la losa.</p> <p>C.13.3.6.2 — Debe suponerse que el momento actúa alrededor de un eje perpendicular a la diagonal que parte de la esquina en la parte superior de la losa y alrededor de un eje paralelo a la diagonal en la parte inferior de la losa.</p> <p>C.13.3.6.3 — El refuerzo de esquina debe colocarse a partir de la esquina a una distancia en cada dirección igual a 1/5 de la longitud de la luz más grande.</p> <p>C.13.3.6.4 — El refuerzo de esquina debe colocarse paralelamente a la diagonal en la parte superior de la losa, y perpendicularmente a la diagonal en la parte Inferior de la losa. Alternativamente, el refuerzo debe colocarse en dos capas paralelas a los bordes de la losa tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa.</p>	<p>Se puede observar mayor precisión en la caracterización de los refuerzos en la norma nsr-10.</p>

LOSAS MACIZAS SOBRE VIGAS MAESTRAS, VIGAS, VIGUETAS O MUROS DE CONCRETO REFORZADO		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>7.3.9 Uso de malla electrosoldada en losas en una dirección de luz corta.</p> <p>En losas en una dirección con luces libres menores a 3.0 m puede usarse malla electrosoldada simultáneamente como refuerzo positivo y negativo, curvándola desde un punto superior cercano a los apoyos hasta un punto inferior en el centro de la luz, teniendo en cuenta que este refuerzo debe pasar a través del apoyo o anclarse en él. El área de refuerzo longitudinal debe resistir el momento resistente máximo requerido, tanto positivo como negativo. Los alambres de la malla electro soldada en la dirección perpendicular debe cumplir con el área requerida de refuerzo por retracción de fraguado y temperatura.</p>	<p>C.7.5.3 — El refuerzo electrosoldado de alambre (fabricado con alambre cuyo tamaño no sea superior a MW30 o MD30 ó 6.2 mm de diámetro) utilizada en losas con vanos menores de 3 m se puede doblar desde un punto situado cerca de la cara superior sobre el apoyo, hasta otro punto localizado cerca de la cara inferior en el centro del vano, siempre y cuando este refuerzo sea continuo sobre el apoyo o esté debidamente anclado en él.</p>	<p>Se encuentran requerimientos similares en la normatividad.</p>
<p>7.4.2 Resistencia mínima de diseño a cortante</p> <p>La resistencia de diseño a cortante ($\phi \cdot V_n$) en losas macizas se debe basar únicamente en la contribución del concreto a la resistencia a cortante y esta debe ser mayor o igual que la resistencia requerida, V_u, según lo planeado en la ecuación (7-3) con $\phi = 0.75$</p> $\phi \cdot V_n = \phi \cdot V_c \geq V_u \quad (7-3)$ $\phi \cdot V_c = \phi \cdot \left[\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right] \cdot b \cdot d \quad (7-4)$	<p>C.11.3.1 — En los requisitos de C.11.3, d debe tomarse como la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de refuerzo longitudinal preesforzado y no preesforzado en tracción, si lo hay, pero no hay necesidad de tomarlo menor que 0.80h.</p>	<p>No se encuentran coincidencias entre estas dos.</p>

LOSAS MACIZAS SOBRE VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS O MUROS DE CONCRETO REFORZADO						
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO				
<p>7.7 - LOZAS MACIZAS DE UNA LUZ EN UNA DIRECCION SOBRE VIGAS MAESTRAS, VIGAS O MUROS DE CONCRETO REFORZADO</p> <p>7.7.2 Resistencia requerida a flexión</p> <p>La resistencia requerida a momento positivo y negativo M_u, para losas de una luz en una dirección se debe calcular usando las ecuaciones dadas en la Tabla 7.2</p> <p><i>Tabla 7.2 — Resistencia requerida a flexión para losas de una luz en una dirección</i></p> <table><tr><td><p><i>Momento positivo:</i></p>$M_u^+ = \frac{q_u \cdot l_n^2}{8}$</td><td>(7-11)</td></tr><tr><td><p><i>Momento negativo en los apoyos:</i></p>$M_u^- = \frac{q_u \cdot l_n^2}{24}$</td><td>(7-12)</td></tr></table>	<p><i>Momento positivo:</i></p> $M_u^+ = \frac{q_u \cdot l_n^2}{8}$	(7-11)	<p><i>Momento negativo en los apoyos:</i></p> $M_u^- = \frac{q_u \cdot l_n^2}{24}$	(7-12)	<p>C.13.6.2 – Momento estático mayorado total del vano</p> <p>C.13.6.2.2 – La suma absoluta del momento mayorado positivo y el promedio de los momentos mayorados negativos, en cada dirección, no debe ser menor que:</p> $M_o = \frac{q_u l_n^2}{8}$	<p>Se utiliza el mismo tipo de formulas en ambos casos para la determinación de los momentos.</p>
<p><i>Momento positivo:</i></p> $M_u^+ = \frac{q_u \cdot l_n^2}{8}$	(7-11)					
<p><i>Momento negativo en los apoyos:</i></p> $M_u^- = \frac{q_u \cdot l_n^2}{24}$	(7-12)					

LOSAS MACIZAS SOBRE VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS O MUROS DE CONCRETO REFORZADO		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.11.4 – Resistencia de diseño a flexión para secciones rectangulares con refuerzo a tensión únicamente</p> <p>5.11.4.1 – Resistencia de diseño a flexión. Para una sección con solo refuerzo a tensión la resistencia a flexión en la sección se debe obtener mediante la Ecuación (5-2), con $\Phi = 0.90$ (Fig.5.8)</p> $\Phi * Mn = \Phi * As * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$ $a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'_c * b}$	<p>C13.5.5 - Análisis aproximado para losas en una dirección</p> <p>C.13.5.5.3 – En lugar de un análisis detallado, en las losas en una dirección pueden utilizarse los siguientes momentos y cortantes aproximados en lugar de un método más exacto de análisis, siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos.</p> <ul style="list-style-type: none"> (a) Haya dos o más vanos, (b) Los vanos son aproximadamente iguales, sin que el mayor de los vanos adyacentes exceda en más de 20 por ciento el menor, (c) Las cargas estén uniformemente distribuidas, (d) La carga viva no mayorada L no exceda en 3 veces la carga muerta no mayorada D, y (e) Los elementos sean prismáticos. <p>Para el cálculo de los momentos Negativos, I_n se toma como el promedio de las luces libres de los vanos adyacentes.</p>	<p>Se puede observar que la norma así recomienda la utilización de formulas para la obtención de los parámetros requeridos a diferencia de la nsr-10 que pide cumplir los requisitos mencionadas únicamente.</p>

LOSAS MACIZAS SOBRE VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS O MUROS DE CONCRETO REFORZADO														
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO												
<p>7.8.2 – Resistencia requerida a flexión</p> <p>Las resistencias requeridas a momentos positivo y negativo M_U para losas de dos o más luces en una dirección se debe calcular usando las ecuaciones de la tabla 7.3</p> <p><i>Tabla 7.3 — Resistencia requerida a flexión para losas de dos o más luces en una dirección</i></p> <table><tr><td>Momento positivo vanos exteriores $M_u^+ = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{11}$</td><td>(7-15)</td></tr><tr><td>vanos interiores $M_u^+ = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{16}$</td><td>(7-16)</td></tr><tr><td>Momento negativo en los apoyos cara interior del apoyo exterior $M_u^- = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{24}$</td><td>(7-17)</td></tr><tr><td>cara exterior del primer apoyo interior, dos luces $M_u^- = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{9}$</td><td>(7-18)</td></tr><tr><td>caras de apoyos interiores, más de dos luces $M_u^- = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{10}$</td><td>(7-19)</td></tr><tr><td>caras de todos los apoyos para luces menores a 3 m $M_u^- = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{12}$</td><td>(7-20)</td></tr></table>	Momento positivo vanos exteriores $M_u^+ = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{11}$	(7-15)	vanos interiores $M_u^+ = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{16}$	(7-16)	Momento negativo en los apoyos cara interior del apoyo exterior $M_u^- = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{24}$	(7-17)	cara exterior del primer apoyo interior, dos luces $M_u^- = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{9}$	(7-18)	caras de apoyos interiores, más de dos luces $M_u^- = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{10}$	(7-19)	caras de todos los apoyos para luces menores a 3 m $M_u^- = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{12}$	(7-20)	7.8.3.3	Tabla 7.3 resistencia requerida a flexión para losas de dos o más luces en una dirección
Momento positivo vanos exteriores $M_u^+ = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{11}$	(7-15)													
vanos interiores $M_u^+ = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{16}$	(7-16)													
Momento negativo en los apoyos cara interior del apoyo exterior $M_u^- = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{24}$	(7-17)													
cara exterior del primer apoyo interior, dos luces $M_u^- = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{9}$	(7-18)													
caras de apoyos interiores, más de dos luces $M_u^- = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{10}$	(7-19)													
caras de todos los apoyos para luces menores a 3 m $M_u^- = \frac{q_u \cdot \lambda_n^2}{12}$	(7-20)													

LOSAS MACIZAS SOBRE VIGAS MAESTRAS, VIGAS, VIGUETAS O MUROS DE CONCRETO REFORZADO		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>8.4.8.1 Resistencia de diseño a flexión. La resistencia de diseño a flexión para vigas maestras, vigas y viguetas de 5.11.4 puede aproximarse utilizando la ecuación (8-10) , con $\Phi = 0.90$:</p> $\phi \cdot M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot A_s \cdot f_y \cdot d \quad (8-10)$		<p>Cuando tiene más de una luz Momentos resistentes de diseño</p>
<p>7.3.4 Refuerzo a flexión</p> <p>7.3.4.1 – Separación máxima del refuerzo a flexión en losas macizas. En losas macizas, el refuerzo principal a flexión (Fig.7.2) no se debe separar a más de tres veces el espesor de la losa ni 300 mm.</p>  <p>$x \leq 3h$ $x \leq 300 \text{ mm}$</p> <p><i>Fig. 7.2 — Separación máxima del refuerzo a flexión en losas macizas</i></p>	<p>C.7.6 Limites del espaciamiento del refuerzo</p> <p>C.7.6.5 — En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 450 mm, excepto que en secciones críticas de losas en dos direcciones no debe exceder 2 veces el espesor de la losa (véase el Capítulo C.13). Cuando se trate de refuerzo de temperatura en losas la separación máxima no debe exceder 5 veces el espesor de la losa ni 450 mm (véase C.7.12).</p>	<p>Se encuentran requerimientos similares en la normatividad.</p>

LOSAS MACIZAS SOBRE VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS O MUROS DE CONCRETO REFORZADO		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>6.1.3 – sistema de viguetas</p> <p>6.1.3.1 Descripción del sistema básico. El sistema de viguetas consiste en una serie de Viguetas paralelas, apoyadas sobre vigas maestras. Las vigas maestras se localizan en las líneas o ejes de columnas. Salvando la distancia entre ellas. Las viguetas generalmente tienen la misma altura de las vigas, pero pueden tener menor altura, Una losa delgada cubre la distancia entre viguetas. Este sistema debe cumplir con los requisitos de integridad estructural de la sección 6.3.</p> <p>La losa maciza no puede tener voladizos exteriores a la viga de borde.</p> <p>La distancia libre entre viguetas, medida por debajo de la losa no debe exceder 800 mm.</p> <p>El ancho del alma de las viguetas no debe ser menor de 120 mm en la parte superior, ni menor de 100 mm medidos en la sección más delgada.</p> <p>La altura libre del alma de las viguetas no debe exceder 3.5 veces su ancho mínimo</p> <p>La losa maciza debe cumplir con los requisitos de espesor mínimo de 6.5.2.1</p>		<p>La longitud mínima de traslapo para empalmar barras de refuerzo debe ser $50d_b$</p> <p>De 40 mm cuando se empleen bloques de relleno de concreto o arcilla, y no menor de 50 mm en todos los demás casos.</p>

Tabla 14 - Comparación sistema de piso ACI-318-02 y NSR-10. [Grupo investigador]

SISTEMA DE PISO		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>6.7 ACABADO DE PISO</p> <p>El acabado de piso no se considera como parte del elemento estructural a menos coloque monolíticamente con la losa de piso. Se pueden considerar como parte del recubrimiento requerido de todos los afinados y acabados de concreto y mortero</p>	<p>C.8.14 – Acabados de piso separado.</p> <p>C.8.14.1 — El acabado del piso no debe incluirse como parte de un elemento estructural, a menos que sea construido monolíticamente con la losa o se diseñe de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.17.</p> <p>C.8.14.2 — Se permite que todo acabado de concreto de un piso pueda considerarse como parte del recubrimiento requerido, o del espesor total, para efecto de consideraciones no estructurales.</p>	<p>En las dos normas los acabados no se incluyen como parte de un elemento estructural</p>

SISTEMA DE PISO		
REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	NSR-010	COMENTARIO
<p>6.8 – DUCTOS, ABERTURAS Y TUBERIAS EMBEBIDAS</p> <p>Ductos y aberturas en sistemas de losa</p> <p>Sistema de losa sobre vigas. En los sistemas de losas sobre vigas, las aberturas no deben interrumpir las vigas o vigas maestras de borde del panel. Se debe mantener la cantidad total del refuerzo requerido para la losa sin aberturas. Las aberturas con dimensiones en planta mayores de $l/4$ requieren vigas en todos los bordes.</p> <p>6.8.1.2 – Construcción con viguetas. Las aberturas en construcciones con viguetas deben localizarse en el espacio entre viguetas. Cuando la abertura interrumpa una o dos viguetas, debe estar rodeada por viguetas o riostras. Las viguetas del borde de la abertura deben ser continuas y se deben diseñar para el doble de la carga vertical. Las riostras perimetrales se deben extender hasta hacia ambos lados una viga o viga maestra. Cuando la abertura interrumpa más de dos viguetas se deben disponer vigas en todos sus lados.</p>	<p>C.13.4.1 — Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en los sistemas de losas si se, demuestra por medio de análisis que la resistencia de diseño es por lo menos igual a la requerida, tomando en consideración C.9.2 y C.9.3, y que se cumplen todas las condiciones de funcionamiento, incluyendo los límites especificados para las deflexiones.</p> <p>C.13.4.2 — Como alternativa a realizar el análisis especial que se requiere en C.13.4.1, en los sistemas de losas sin vigas se permite dejar aberturas sólo de acuerdo con C.13.4.2.1 a C.13.4.2.4,</p> <p>C.13.4.2.1 — Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en la zona común de dos franjas centrales que se intercepten, siempre que se mantenga la cantidad total de refuerzo requerido para la losa sin abertura.</p> <p>C.13.4.2.2 — La zona común de dos franjas de columna que se intercepten no debe interrumpirse con aberturas de más de $1/8$ del ancho de la franja de columna de cualquiera de los dos vanos. Una cantidad de refuerzo equivalente a la interrumpida por una abertura debe añadirse en los lados de la abertura.</p>	<p>En ambos casos se busca llegar a determinar requerimientos iguales para la resolución de las aberturas en sistemas de losa.</p>

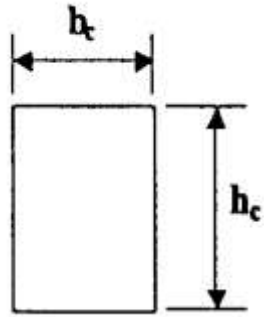
SISTEMA DE PISO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
6.8.2.1 – General. No se puede embeber en elementos estructurales tuberías o conductos de aluminio. No se pueden embeber conductos o tuberías dentro de una columna	C.6.3.2 — Todo tipo de embebido de aluminio en el concreto estructural debe ser protegido en su superficie o recubierto para evitar la reacción concreto-aluminio, o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.	En ambos buscan evitar la acción del aluminio el concreto los sistemas de piso.
6.8.2.2 – Conductos y tuberías que atraviesan vigas, vigas maestras y viguetas. Cualquier conducto o tubería que atraviese una viga, viga maestra o vigueta debe tener un diámetro exterior menor que $1/3$ de la altura del elemento h cuando lo atraviese horizontalmente, y menor que $b_w/3$ cuando lo atraviese verticalmente. Los conductos o tuberías deben ubicarse en planta a no menos de $l/4$ y no más de $l/3$ de la cara del apoyo. Los conductos y tuberías que atraviesan horizontalmente un elemento se deben localizar en el tercio central de su altura. Los conductos y tuberías que atraviesan verticalmente el elemento se deben localizar en el tercio central de su ancho, b_w . Las tuberías y conductos deben tener una separación horizontal de por lo menos tres veces su diámetro, medida entre centros	<p>C.6.3.5.1 — No deben tener dimensiones exteriores mayores que $1/3$ del espesor total de la losa, muro o viga, donde estén embebidos.</p> <p>C.6.3.5.2 — No deben estar espaciados a menos de 3 veces su diámetro o ancho medido de centro a centro.</p> <p>C.6.3.5.3 — No deben afectar significativamente la resistencia del elemento.</p>	En ambas normas se buscan requerimientos similares.

COLUMNAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>6.8.2.3 – Conductos y tuberías embebidos longitudinalmente dentro de vigas, vigas maestras y viguetas. Los conductos y tuberías embebidos longitudinalmente en vigas, vigas maestras y viguetas, deben ser menores que $b_w / 3$ y estar ubicados verticalmente dentro</p> <p>del tercio central de la altura, h, del elemento. Los conductos y tuberías deben estar deben estar espaciados a más de tres veces su diámetro medido centro a centro.</p> <p>6.8.2.4 – Conductos y tuberías embebidos en losas. Los conductos y tuberías embebidos dentro de las losas macizas se deben colocar entre el refuerzo superior e inferior. Su diámetro nominal interior debe ser menor de 50 mm y deben estar espaciados a más de tres veces su diámetro medio centro a centro.</p>		

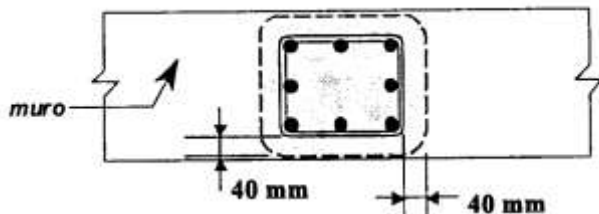
Tabla 15 - Comparación columnas ACI-318-02 y NSR-10.[Grupo Investigador]

COLUMNAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>10.1 GENERAL</p> <p>El diseño de columnas debe realizarse usando los requisitos del presente capítulo. Los elementos cubiertos por este capítulo deben contar con barras de refuerzo longitudinal y estribos o una espiral continua con refuerzo transversal. Se permiten secciones rectangulares y circulares.</p>	<p>C.21.6.1 — Alcance</p> <p>Las disposiciones de esta sección se aplican a elementos pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento (a) que resisten fuerzas inducidas por sismos, y (b) que tienen una fuerza axial mayorada de compresión, P_u, bajo cualquier combinación de carga que excede $A_g f_c$. Estos elementos de pórtico también deben satisfacer C.21.6.1.1 y C.21.6.1.2.</p>	<p>C.21.1.4.2 — La resistencia especificada a la compresión del concreto, f'_c, no debe ser menor que 21 MPa. Se exime de esta restricción a las estructuras hasta de tres pisos cuyo sistema de resistencia sísmica consista en muros de carga (véase C.1.1.1).</p>
<p>10.2 Cargas a incluir</p> <p>Las de diseño para columnas que hacen parte de pórticos o sistemas de losa – columna, se debe establecer a partir de las cargas aferentes de cada nivel por encima de la columna, más su peso propio.</p>		

COLUMNAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>10.2.3 Resistencia requerida de diseño</p> <p>Los valores de las resistencias mayoradas requeridas para P_u y M_u se deben establecer en la parte superior e inferior de la columna en cada nivel. Se debe hacer una distinción sobre la dirección en planta en la que actúan los momentos M_{us} y M_{uy} (Fig.10.2)</p>		
<p>10.3 Requisitos dimensionales</p> <p>10.3.1 General</p> <p>Además de los requisitos del presente capítulo, las columnas deben cumplir con los requisitos dimensionales generales establecidos en 1.3, las columnas deben mantener su alineación vertical y deben ser continuas hasta la cimentación. La forma de la sección de la columna debe ser rectangular o circular.</p>		

COLUMNAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>10.3.2 Limites dimensionales</p> <p>10.3.2.1 Dimensiones mínimas de la sección para columnas rectangulares. Las dimensiones de la sección de columnas rectangular deben cumplir con (a) y (b) (Fig.10.3)</p> <p>(a) La menor dimensión de la sección transversal no debe ser menor de 250 mm.</p> <p>(b) La relación entre la mayor dimensión de la sección y la menor sección no debe exceder 3, excepto en sistema losa- columna donde no debe exceder 2 (véase 9.3.6)</p> <div style="text-align: center;">  <div style="display: inline-block; vertical-align: middle; margin-left: 20px;"> $b_c \geq 250 \text{ mm}$ $\frac{h_c}{b_c} \leq 3$ </div> </div>	<p>C21.6.1.1 La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centro geométrico, no debe ser menor de 300 mm, las columnas en forma de T,C,o I pueden tener una dimensión mínima de 0.25 m pero su área no puede ser menor de 0.09 m².</p>	<p>Las características que se exigen en ambas normas son similares.</p>

COLUMNAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>10.3.3 Distancia entre apoyos laterales</p>	<p>C.10.10 — Efectos de esbeltez en elementos a compresión</p>	<p>Según las exigencias geométricas de los requisitos esenciales , hacen que se puedan despreciar los efectos de esbeltez según ecuaciones de la NSR - 010</p>
<p>10.3.4 Columnas construidas monolíticamente con muros.</p> <p>Los limites exteriores de la sección transversal efectiva de una columna con estribos o refuerzo en espiral construida monolíticamente con un muro de concreto no puede exceder 40 mm medidos a la parte exterior del estribo o espiral o a las caras laterales del muro.(Fig. .10.6)</p>	<p>C.10.8.2 — Elementos en compresión contruidos monolíticamente con muros</p> <p>Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión con espirales o estribos, contruidos monolíticamente con un muro o pilar de concreto, no deben tomarse a más de 40 mm fuera de la espiral o estribos de dicho elemento.</p>	<p>Se tienen las mismas exigencias sobre la sección transversal de estribos en columnas.</p>



COLUMNAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>10.4.2 Refuerzo longitudinal</p> <p>10.4.2.2 Área mínima y máxima de refuerzo longitudinal. El área total de refuerzo longitudinal para columnas A_{st} no debe ser menos que 0.01 ni más de 0.06 veces el área bruta de la sección A_g.</p> $0.01 \leq \rho_t \left(= \frac{A_{st}}{A_g} \right) \leq 0.06$	<p>C.10.9 — Límites del refuerzo de elementos a compresión (columnas)</p> <p>C.10.9.1 — El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.04A_g$. Para estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO)</p> <p>Y especial (DES) en el Capítulo C.21 se restringe el área máxima admisible.</p> <p>C.21.6.3.1 — El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.06A_g$.</p>	<p>Se ve que en este caso la nsr-10 tiene más reducida el rango para el área de refuerzos.</p>

COLUMNAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>10.4.2.3 Diámetro mínimo de barras longitudinales. Las barras longitudinales en columnas deben tener un diámetro nominal de d_b 16 mm o mas</p> <p>10.4.2.4 Numero mínimo de barras longitudinales. En columnas cuadradas o rectangulares con estribos, debe haber, por lo menos una barra longitudinal en cada esquina de la sección para un mínimo de 4 barras, en columnas circulares con refuerzo en espiral el número mínimo de barras debe ser 6.</p>	<p>C.10.9.2 — El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de 4 para barras dentro de estribos circulares o rectangulares, 3 para barras dentro de estribos triangulares y 6 para barras rodeadas por espirales, que cumplan con C.10.9.3</p>	<p>Son iguales los requerimientos de las normas.</p>
<p>10.4.2.6 Distancia libre mínima entre barras longitudinales. La distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $1.5 d_b$ o 40 mm</p>	<p>C.7.6.3 — En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $1.5d_b$, ni de 40 mm. Véase también C.3.3.2.</p>	<p>Ambas normas tienen igual rango de valores.</p>

COLUMNAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
10.4.2.7 Distancia libre entre empalmes por traslapo paralelos. La limitante de distancia libre entre barras debe aplicarse también a la distancia libre entre un empalme por traslapo y los empalmes por traslapo o barras adyacentes.	C.7.6.4 — La limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un empalme por traslapo y los empalmes o barras Adyacentes.	Son iguales los requerimientos de las normas.
10.4.2.8 Empalmes del refuerzo. Se puede emplear por traslapo hasta la mitad del refuerzo longitudinal en cualquier sección, de modo que solo se empalmen barras alternas (Fig.10.8). todos los traslapos de refuerzo deben cumplir con 5.8.2.1	C.12.17 — Requisitos especiales de empalmes en columnas	Los requisitos de longitudes de traslapo de los requisitos esenciales son mayores de los requisitos de la NSR 10
10.4.2.10 Doble de barras longitudinales. Las barras longitudinales pueden doblarse en los cambios de sección entre niveles, cumpliendo con la (a) hasta (g) (a) La pendiente de la porción inclinada no debe exceder de 1 a 6 con respecto al eje de la columna (b) Las porciones de barras por encima y por debajo del doblez deben ser paralelas al eje de la columna.	C.7.8.1.1 — La pendiente de la parte inclinada de una barra de este tipo no debe exceder de 1 a 6 con respecto al eje de la columna. C.7.8.1.2 — Las partes de la barra que estén arriba y debajo de la zona del doblez deben ser paralelas al eje de la columna.	Los requerimientos y la nsr 10 define las mismas características,

COLUMNAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>(c) Se debe dar apoyo lateral en los dobleces mediante estribos o espirales.</p> <p>(d) Los estribos o espírale que dan apoyo lateral deben diseñarse para resistir 1.5 veces el componente horizontal de la fuerza calculada en la parte inclinada de la barra suponiendo un esfuerzo en la barra igual a f_y.</p> <p>(e) Los estribos o espirales laterales se deben localizar a no más de 150 mm medidos desde los puntos de doblez.</p> <p>(f) Las barras deben ser dobladas antes de su colocación en las formaletas.</p> <p>(g) Cundo la cara de una columna esta desplazada con respecto a la misma cara de la columna inmediatamente inferior una distancia mayor que 1/6 de la altura de la losa o viga u 80 mm, no se debe doblar las barras longitudinales, y se deben usar barras independientes (dowels), empalmadas por traslapo con barras longitudinales adyacentes. Los empalmes por traslapo deben cumplir con 5.8.2.1</p>	<p>C.7.8.1.3 — Debe proporcionarse soporte horizontal adecuado a la barra doblada por cambio de sección por medio de estribos transversales, espirales, o porciones del sistema de entrepiso. El soporte horizontal debe diseñarse para resistir 1.5 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en la porción inclinada de la barra.</p> <p>Los estribos transversales o espirales, en caso de utilizarse, se deben colocar a una distancia no mayor de 150 mm de los puntos de doblado.</p> <p>C.7.8.1.4 — Las barras en los cambios de sección se deben doblar antes de su colocación en el encofrado. Véase C.7.3.</p> <p>C.7.8.1.5 — Cuando la cara de una columna está desalineado 75 mm o más por cambio de sección, las barras longitudinales no se deben doblar. Se deben proporcionar espigos (dowels) empalmados por traslapo con las barras longitudinales adyacentes a las caras desalineadas de la columna. Los empalmes por traslapo deben cumplir con lo especificado en C.12.17.</p>	<p>Se ve menor rango de de exigencias en los requisitos esenciales sin embargo en ambos casos se tienen las mismas características.</p>

COLUMNAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>10.4.3.2 Estribos. El refuerzo transversal en columnas, en forma de estribos, debe cumplir con los requisitos (a) hasta (e).</p> <p>(a) Todas las barras longitudinales de columna deben estar abrazada por estribos laterales fabricados con barras de por lo menos 10 mm de diámetro.</p> <p>(b) Los estribos se deben disponer de manera tal que cada barra de esquina y una de por medio de las que no lo son, tengan el soporte lateral provisto por la esquina de un estribo o estribos suplementario.</p> <p>(c) Ninguna barra longitudinal debe estar a más de 150 mm libres de una barra soportada lateralmente.</p>	<p>.C.7.10.5.1 — Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm), para barras longitudinales No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) o menores; y diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12mm) como mínimo, para barras longitudinales No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No.18 (21/4") ó 55M (55 mm) y paquetes de barras. En estructuras de capacidad de disipación de energía mínima (DMI) se permiten estribos de barra N° 2 (1/4") ó 6M(6 mm) cuando las columnas soportan únicamente uno o dos pisos.</p> <p>C.7.10.5.2 — El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal, diámetros de barra o alambre de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión</p> <p>C.7.10.5.3 — Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo Interior no mayor de 135°, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo</p>	<p>La caracterización de requerimientos para estribos se encuentra con mayor detalle en los requisitos esenciales</p>

COLUMNAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>(a) La separación vertical de estribos no debe exceder 16 veces el diámetro de la barra longitudinal, 48 veces el diámetro de la barra de estribo o la menor dimensión de la sección de la columna.</p> <p>(b) El primer estribo se debe colocar a la mitad de la separación desde el borde superior de la losa, viga o zapata sobre la que se apoya la columna y el estribo superior se debe colocar a no más de la mitad de la separación por debajo del refuerzo inferior más bajo de los elementos horizontales superiores.</p>	<p>C.7.10.5.4 — La distancia vertical entre los estribos de los extremos del elemento y la parte superior de la zapata o losa de entrepiso, o el refuerzo horizontal más bajo de la losa, ábaco superior o descolgado para cortante, debe ser menor a la mitad del espaciamiento entre estribos.</p> <p>C.7.10.5.5 — Cuando vigas o ménsulas concurren a una columna desde cuatro direcciones, se permite colocar el último estribo a no más de 75 mm debajo del refuerzo más bajo de la viga o ménsula de menor altura.</p> <p>C.7.10.5.6 — Cuando se coloquen pernos de anclaje en los extremos de las columnas o pedestales, los pernos deben estar circundados por refuerzo lateral que también rodee al menos cuatro barras verticales de la columna o pedestal. El refuerzo transversal debe distribuirse dentro de 125 mm medidos desde el parte superior de la columna o pedestal y debe consistir en al menos dos barras No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) o tres barras No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm).</p>	

COLUMNAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>10.4.3.3 Espirales</p> <p>10.4.3.4 Nudos viga-columna. En nudos de pórticos donde se encuentren vigas y columnas, se debe colocar un mínimo de tres estribos en la columna, con una separación vertical máxima de 150 mm; se debe colocar tantos estribos como sea necesario para cumplir con la separación máxima.</p>	<p>C.7.9 — Conexiones</p> <p>C.7.9.1 — En las conexiones de los elementos principales de pórticos (tales como vigas y columnas) debe disponerse de confinamiento para los empalmes del refuerzo que continúa y para el anclaje del refuerzo que termina en tales conexiones.</p> <p>C.7.9.2 — El confinamiento en las conexiones debe consistir en concreto exterior, o en estribos cerrados o Espirales interiores.</p>	<p>Hay similitud entre los requerimientos de ambas normas respecto a la utilización de estribos en vigas y columnas.</p>
<p>10.6.2.2 Resistencia de diseño a cortante. La resistencia de diseño a cortante , ($\Phi * V_n$) de cualquier sección de columna se debe obtener siguiendo el procedimiento establecido en 5.13.4 para cortante simple usando la ecuación (10-12)</p> $\phi \cdot V_n = \phi (V_c + V_s) \quad (10-12)$	<p>C.11.1 — Resistencia al cortante</p> <p>C.11.1.1 — Salvo para elementos diseñados de acuerdo con el Apéndice A, el diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en $\Phi \cdot V_n \geq V_u$ (C.11-1) donde Vu es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y Vn es la resistencia nominal al cortante calculada mediante $V_n = V_c + V_s$ (C.11-2) donde Vc es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, calculada de acuerdo con C.11.2, C.11.3, o C.11.11 y Vs es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante Calculada de acuerdo con C.11.4, C.11.9.9 o C.11.11.</p>	<p>Se utilizan iguales formulas para encontrar el cortante requerido.</p>

COLUMNAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>10.6.2.3 Contribución del concreto a la resistencia de diseño a cortante. La contribución del concreto a la resistencia de diseño a cortante se debe calcular empleando la ecuación (10-13) con $\Phi = 0.75$</p> $\phi \cdot V_c = \phi \cdot \left[\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right] \cdot b \cdot d$	<p>C.11.3.2 — Para elementos que tengan una fuerza efectiva de preesforzado no menor al 40 por ciento de la resistencia a la tracción del refuerzo de flexión, a menos que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con C.11.3.3,</p> $V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \quad (C.11-9)$ <p>pero no es necesario considerar a V_c menor que 0.17λ f'_c b_w d. V_c no debe tomarse mayor que 0.42λ f'_c b_w d ni que el valor dado en C.11.3.4 u C.11.3.5.</p> <p>V_u d_p / M_u no se debe tomar mayor que 1.0, donde M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.</p>	<p>Se utilizan diferentes formulas pero que buscan llegar al mismo resultado.</p>

COLUMNAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>10.6.2.4 Contribución del refuerzo transversal a la resistencia de diseño a cortante. La contribución del refuerzo transversal de la columna se determinara, para la dirección bajo estudio, usando la ecuación (10-14). La verificación en la dirección analizada se debe realizar empleando las ecuaciones (5-18)y (10-12). Si la ecuación (5-18) no se cumple, se debe reducir la separación entre estribos.</p> $\phi \cdot V_s = \phi \left[\frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \right]$	<p>C.21.6.4 — Refuerzo transversal C.21.6.4.1 — El refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en C.21.6.4.2 hasta C.21.6.4.4, debe suministrarse en una longitud o medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico La longitud ℓ_o no debe ser menor que la mayor de (a), (b) y (c): (a) La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión. (b) Un sexto de la luz libre del elemento, y (c) 450 mm. C.21.6.4.2 — El refuerzo transversal debe disponerse mediante espirales sencillas o traslapadas, que cumplan con C.7.10.4, estribos cerrados de confinamiento circulares o estribos cerrados de confinamiento rectilíneos con o sin ganchos suplementarios. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra o con un diámetro menor y con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal. El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos, h_x, dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro.</p>	<p>Se encuentran de manera minuciosa y detallada las necesidades que conlleva la utilización del refuerzo transversal en la NSR-10.</p>

Tabla 16 - Comparación vigas maestras ACI-318-02 y NSR-10. [Grupo investigador]

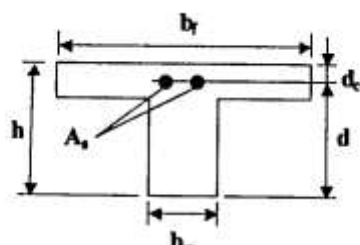
VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>81.2 - Uso del análisis de pórticos</p> <p>Se puede emplear análisis de pórticos para obtener los momentos y cortantes mayorados requeridos como substitutos de los valores prescritos en este capítulo, siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos.</p> <ul style="list-style-type: none"> (a) El procedimiento de análisis se debe basar en principios establecidos de mecánica estructural. (b) El procedimiento debe tener en cuenta las condiciones de equilibrio, compatibilidad de deformaciones, estabilidad general y las propiedades de los materiales a corto y largo plazo (c) El procedimiento de análisis debe tener en cuenta la flexibilidad de los apoyos y la interacción entre flexión y torsión de los elementos soportados y sus apoyos. (d) El módulo de elasticidad del concreto puede tomarse como $Ec = 4750\sqrt{f'c}$ 	<p>C.8.3.1 — Todos los elementos de pórticos o estructuras continuas deben diseñarse para resistir los efectos máximos producidas por las cargas mayoradas determinadas de acuerdo con la teoría del análisis elástico, excepto cuando se modifiquen de acuerdo con</p> <p>C.8.4.</p> <p>C.8.5.1 — El módulo de elasticidad, Ec , para el concreto puede tomarse como $W_c^{1.5} 0.043 f'c'$ (en MPa), para valores de W_c comprendidos entre 1440 y 2560 kg/m3. Para concreto de densidad normal, Ec puede tomarse como.</p> $Ec = 4750\sqrt{f'c}$	<p>Ambas normas dan requisitos básicos para el uso de los pórticos a través de conceptos del tema.</p>

VIGAS MAESTRAS, VIGAS, VIGUETAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>(e) Se pueden tomar suposiciones razonables para el cálculo de la rigidez relativa a flexión y torsión de los elementos estructurales. Tales suposiciones deben ser consistentes en todo el análisis.</p> <p>(f) La longitud del vano se debe tomar como la distancia entre los centros de los apoyos, pero se pueden obtener las resistencias a flexión y cortante en las caras de los apoyos.</p> <p>La distribución de carga viva se puede limitar a combinaciones de carga muerta mayorada en todas las luces más carga viva mayorada en dos luces adyacentes y carga muerta mayorada en todas las luces más carga viva mayorada en luces alternas.</p>	<p>C.8.7.1 — Se permite que se adopte cualquier conjunto de suposiciones razonables para calcular las rigideces relativas a flexión y torsión de columnas, muros y sistemas de entrepisos y cubierta. Las suposiciones que se hagan deben ser consistentes en todo el análisis.</p> <p>C.8.9.2 — En el análisis estructural de pórticos o elementos continuos para determinar los momentos, la luz debe considerarse como la distancia entre los centros de los apoyos.</p>	
<p>8.4.2.1 Barras paralelas en una capa. En vigas maestras, vigas y viguetas la distribución libre mínima entre barras paralelas en la misma capa debe ser igual al diámetro de la mayor barra utilizada, d_b pero no menos de 25 mm. la limitación de distancia libre entre barras aplica también para las barras empleadas por traslapo y las barras o traslapo adyacentes.</p>	<p>C.7.6.1 — La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm. Véase también C.3.3.2.</p>	<p>Son iguales</p>

VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS		
Requisitos Esenciales para Edificaciones de Concreto Reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>8.4.2.2 Capas paralelas. En vigas maestras, vigas y viguetas, donde el refuerzo longitudinal se ubique en dos o más capa, las barras de la capa superior se deben colocar directamente encima de las barras de la capa inferior con una separación libre mínima de 25 mm entre capas.</p>	<p>C.7.6.2 — Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.</p>	<p>Son iguales</p>
<p>8.4.4 Número mínimo de barras en una capa.</p> <p>Para minimizar la cantidad y ancho de las fisuras en los puntos de momento máximo de debe preferir la colocación de un mayor número de barras de menor diámetro en vez de colocar un menor de barras de mayor diámetro. Para viguetas el número mínimo de barras longitudinales debe ser una se deben cumplir los requisitos de 8.4.4.1 y 8.4.4.2 en las secciones de momento positivo y negativo máximo para vigas maestras y vigas cuyo ancho, b_w, sea mayor o igual a 300 mm el número mínimo de barras debe ser dos</p>	<p>C.10.6.3 — El refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máxima a flexión de la sección transversal de un elemento, según los requisitos de C.10.6.4.</p> <p>C.10.6.4 — El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s, no debe ser mayor que el dado por:</p> $s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c \quad (C.10-4)$	<p>En ambas normas se hace énfasis en la importancia de los refuerzos en zonas de momentos críticos que pueden afectar a la estructura de manera negativa.</p>

VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>8.4.4.1 Exposición exterior</p> $\text{No. de barras en una capa} \geq \frac{b_w}{100} \quad (8-2)$ <p>8.4.4.2 Exposición interior</p> $\text{No. de barras en una capa} \geq \frac{b_w}{200} \quad (8-3)$	<p>Pero no mayor que 300(280 f_s), donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo o acero de preesforzado a la cara en tracción. Si al refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una, sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la Ecuación (C.10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema.</p> <p>El esfuerzo calculado f_s (MPa) en el refuerzo más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como 2/3 de f_y</p>	

VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>8.4.5 Área mínima de refuerzo a tensión por flexión.</p> <p>Donde se requiere refuerzo a flexión según el capítulo 8, el área mínima de refuerzo a tensión, debe calcularse como lo requieren (a) o (b) donde ρ_{min} es el valor estipulado en la Tabla 8.4</p> <p>(a) Para secciones rectangulares y secciones T con el ala a compresión.</p> $A_{s,min} = \rho_{min} \cdot d \cdot b_w$ <p>(8-4)</p>	<p>C.10.5.1 — En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, excepto lo establecido en C.10.5.2, C.10.5.3 y C.10.5.4, el A_s proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:</p> $A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ <p>(C.10-3)</p> <p>pero no menor a $1.4b_w d/f_y$</p>	<p>En ambos casos se determina una formulación para determinar el área mínima de los refuerzos que se utilizaran.</p>

VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS													
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO											
<p>(b) Para voladizos con sección T donde el ala esta en tensión (Fig.8.4) el área mínima del refuerzo a tensión debe ser mayor o igual al menor valor obtenido con las ecuaciones(8-5) y (8-6)</p> $A_{s,min} = 2 \cdot \rho_{min} \cdot d \cdot b_w \tag{8-5}$ $A_{s,min} = \rho_{min} \cdot d \cdot b_f \tag{8-6}$ <p>Tabla 8.4 — Cuantía mínima de refuerzo a flexión, ρ_{min} para vigas maestras, vigas y viguetas</p> <table><tr><th rowspan="2"></th><th colspan="3">f_y (MPa)</th></tr><tr><th>240</th><th>300</th><th>420</th></tr><tr><th>ρ_{min}</th><td>0.0058</td><td>0.0047</td><td>0.0033</td></tr></table> <p>Nota: Se puede interpolar para valores diferentes de f_y</p>  <p>Fig. 8.4 — Sección T con el ala en tensión</p>		f_y (MPa)			240	300	420	ρ_{min}	0.0058	0.0047	0.0033	<p>C.10.5.2 — Para los elementos estáticamente determinados con el ala en tracción, $A_{s,min}$ no debe ser menor que el valor dado por la ecuación (C.10-3) reemplazando b_w por $2b_w$ o el ancho del ala, el que sea menor.</p>	<p>Se dan completamente las especificaciones para voladizos en la ACI.</p>
		f_y (MPa)											
	240	300	420										
ρ_{min}	0.0058	0.0047	0.0033										

VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS																											
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO																									
<p>8.4.6 Cuantías máximas de refuerzo a flexión</p> <p>La cuantía de refuerzo longitudinal a tensión, no debe exceder los siguientes valores expresados en función del ρ_{max} dado en la tabla 8.5.</p> <p>(a) En vigas maestras, vigas y viguetas, con refuerzo a tensión únicamente:</p> $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \rho_{max} \tag{8-7}$ <p>(b) En vigas maestras, vigas y viguetas, con refuerzo a tensión y a compresión (Fig. 8-5):</p> $\rho - \rho' = \frac{A_s - A_s'}{b \cdot d} \leq \rho_{max} \tag{8-8}$ <p>Tabla 8.5 — Cuantía máxima de refuerzo a flexión, ρ_{max}, en vigas maestras, vigas y viguetas</p> <table><tr><th colspan="2" rowspan="2"></th><th colspan="3">f_y (MPa)</th></tr><tr><th>240</th><th>300</th><th>420</th></tr><tr><th rowspan="4">f'_c (MPa)</th><th>20</th><td>0.0320</td><td>0.0240</td><td>0.0150</td></tr><tr><th>25</th><td>0.0400</td><td>0.0300</td><td>0.0190</td></tr><tr><th>30</th><td>0.0480</td><td>0.0360</td><td>0.0230</td></tr><tr><th>35</th><td>0.0540</td><td>0.0400</td><td>0.0250</td></tr></table> <p>Note: Se puede interpolar para valores diferentes de f_y y f'_c</p>			f_y (MPa)			240	300	420	f'_c (MPa)	20	0.0320	0.0240	0.0150	25	0.0400	0.0300	0.0190	30	0.0480	0.0360	0.0230	35	0.0540	0.0400	0.0250	<p>C.10.3.5 — Para elementos no preesforzados en flexión y elementos no preesforzados con carga axial mayorada de compresión menor a $0.10f_c'Ag$, ϵ_t en el estado de resistencia nominal no debe ser menor a 0.004.</p> <p>C.10.3.5.1 — Se permite el uso de refuerzo de compresión en conjunto con refuerzo adicional de tracción para aumentar la resistencia de elementos sometidos a flexión.</p>	<p>Se presenta de forma mas detallada la cuantía de refuerzos para los elementos a tensión y flexión en vigas en la ACI-318.</p>
			f_y (MPa)																								
		240	300	420																							
f'_c (MPa)	20	0.0320	0.0240	0.0150																							
	25	0.0400	0.0300	0.0190																							
	30	0.0480	0.0360	0.0230																							
	35	0.0540	0.0400	0.0250																							

VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>8.4.9.5 Refuerzo transversal cuando hay refuerzo a compresión. El refuerzo longitudinal a compresión debe estar colocado dentro de estribos cerrados que cumplan con los requisitos de tamaño y separación de estribos en columnas dados en 10.4.3.2. Estos estribos deben colocarse a lo largo de la distancia donde se requiere el refuerzo a compresión.</p>	<p>C.7.11.1 — El refuerzo a compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de C.7.10.5, o bien con un refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente. Tales estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo a compresión.</p>	<p>Cumple los requisitos esenciales</p>
<p>8.4.10.1 – Ancho efectivo del ala para vigas con losas a ambos lados. El ancho efectivo de la losa, b , no debe exceder</p> <p>(a),(b),o (c) (Fig.8.8)</p> <p>(a) Un cuarto de la luz de la viga (b) Dieciséis veces el espesor de la losa h_f , más el ancho del alma, b_w. (c) La distancia libre entre las vigas más el ancho del alma, b_w</p>	<p>C.8.12.1 — En la construcción de vigas T, el ala y el alma deben construirse monolíticamente o, de lo contrario, deben estar efectivamente unidas entre sí.</p> <p>C.8.12.2 — El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder 1/4 de la luz de la viga, y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:</p> <p>(a) 8 veces el espesor de losa, y (b) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma.</p>	<p>Se presenta igual tipo de requisitos en ambas normas.</p>

VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>8.4.10.2 – Ancho efectivo del ala para vigas con losa solo a un lado. El ancho efectivo del ala, b , no debe exceder (a),(b),o (c) (Fig.8.9)</p> <p>(a) Un doceavo de la luz de la viga más el ancho del alma, b_w.</p> <p>(b) Seis veces el espesor de la losa h_f más el ancho del alma, b_w.</p> <p>(c) La mitad de la distancia entre vigas más el ancho del alma, b_w.</p>	<p>C.8.12.3 — Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder:</p> <p>(a) 1/12 de la luz de la viga,</p> <p>(b) 6 veces el espesor de la losa, y</p> <p>(c) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma.</p>	Igual
<p>8.4.10.3 – Vigas T aisladas. El espesor del ala h_f , en vigas T aisladas debe ser a lo menos la mitad del espesor del alma, b_w , el ancho efectivo del ala, b , no debe exceder $4 \cdot b_w$ ni b_f (Fig.8.10)</p>	<p>C.8.12.4 — En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T para proporcionar con el ala un área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor no menor de 1/2 del ancho del alma, y un ancho efectivo no mayor de 4 veces el ancho del alma.</p>	Igual

VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>8.4.11.1 Distribución del refuerzo negativo a flexión en las alas de secciones T. Cuando las alas de secciones T estén en tensión, el refuerzo o momento negativo en la dirección de la viga debe distribuirse sobre un ancho igual a la menor dimensión entre el ancho efectivo del ala definido en 8.4.10 o un décimo de la luz de la viga. Si el ancho efectivo de 8.4.10. excede un décimo de la luz, el resto del ancho efectivo del ala debe tener refuerzo en la dirección de la viga mayor o igual al requerido por retracción de fraguado y temperatura para losas.</p>	<p>C.10.6.6 — Cuando las alas de las vigas T están en tracción, parte del refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse sobre un ancho efectivo del ala como se define en C.8.12 o un ancho igual a 1/10 de la luz, el que sea menor. Si el ancho efectivo del ala excede de 1/10 de la luz, se debe colocar algún refuerzo longitudinal en las zonas más externas del ala.</p>	<p>cumple</p>

VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>8.4.11.2 Refuerzo transversal en el ala. En la losa, el refuerzo perpendicular a la viga debe resistir el momento mayorado negativo que se obtiene al suponer que el ala actúa como un voladizo apoyado en la viga cuya luz es igual a la porción de ancho efectivo que se proyecta fuera del alma o la proyección total para vigas T aisladas. Este refuerzo debe cumplir con los requisitos para refuerzo negativo en losas establecidos en 7.3.6.</p>	<p>C.8.12.5.1 — El refuerzo transversal se debe diseñar para resistir la carga mayorada que actúa sobre el ala suponiendo que ésta trabaja en voladizo. Para vigas aisladas debe considerarse el ancho total del ala. Para otros tipos de vigas T, sólo es necesario considerar el ancho sobresaliente efectivo del ala.</p> <p>C.8.12.5.2 — El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm. rigidez y de flexión. En C.11.5.1 se establecen disposiciones especiales relacionadas con la torsión en vigas T y otros elementos con alas.</p>	<p>Ambas normas tienen los mismos parámetros para refuerzo pero se ve un mayor detallado en la NSR-10.</p>

VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>8.4.12 Refuerzo de cara lateral.</p> <p>Si la altura efectiva de una viga maestra, viga o vigueta, d, excede 800 mm, se debe colocar un refuerzo longitudinal uniformemente distribuido en ambas caras del elemento por una distancia vertical igual a d/2 medida a partir de la altura del refuerzo longitudinal a tensión. La separación vertical entre barras s_{sk} en mm , se debe obtener usando la ecuación (8-17) pero no debe exceder d/6 ni 300 mm</p> $s_{sk} = \frac{1000 \cdot A_b}{d - 750}$	<p>C.10.6.7 — Donde h de una viga o vigueta sea mayor de 900 mm, debe colocarse refuerzo superficial longitudinal uniformemente distribuido en ambas caras laterales del elemento dentro de una distancia h /2 cercana a la cara de tracción. El espaciamiento s debe ser el indicado en C.10.6.4, donde cc es la menor distancia medida desde la superficie del refuerzo, o acero de preesfuerzo, superficial a la cara lateral del elemento. Se puede incluir tal refuerzo en el cálculo de la resistencia únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos de las barras o alambres individuales.</p>	<p>Cumple</p>

VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>8.5.4.2 Resistencia del diseño a cortante. La resistencia de diseño a cortante, $(\Phi \cdot V_n)$ de cualquier viga maestra , viga o vigueta se debe obtener siguiendo el procedimiento establecido en 5.13.14 para cortante simple como</p> $\Phi \cdot V_n = \Phi \cdot (V_c + V_s) \quad (8-18)$	<p>C.11.1 — Resistencia al cortante</p> $V_n = V_c + V_s \quad (C.11-2)$	Formulación igual
<p>8.5.4.3 Contribución del concreto a la resistencia de diseño a cortante. En toda sección bajo estudio, solo se debe tener en cuenta la contribución del concreto del alma de la viga maestra, viga o vigueta y se debe calcular usando la ecuación (8-19) $\Phi = 0.75$</p> $\Phi \cdot V_c = \Phi \cdot \left[\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right] \cdot b_w \cdot d$	<p>c.11.3.2 — Para elementos que tengan una fuerza efectiva de preesforzado no menor al 40 por ciento de la resistencia a la tracción del refuerzo de flexión, a menos que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con C.11.3.3,</p> $V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \quad (C.11-9)$ <p>pero no es necesario considerar a Vc menor que 0.17λ f'c bw d. Vc no debe tomarse mayor que 0.42λ f'c bw d ni que el valor dado en C.11.3.4 u C.11.3.5. Vu dp / Mu no se debe tomar mayor que 1.0, donde Mu ocurre simultáneamente con Vu en la sección Considerada.</p>	<p>No se encuentran similitudes mas allá de buscar un Vc con diferentes parámetros de formulación.</p>

VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>8.5.4.4 Contribución del refuerzo transversal a la resistencia a cortante. En vigas maestras, vigas y viguetas, la contribución a la resistencia de diseño a cortante del refuerzo transversal perpendicular al eje del elemento debe ser.</p> $\phi \cdot V_t = \phi \cdot \left[\frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \right] \quad (8-20)$		

VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
8.6.3.3 Viguetas y vigas de dos o más luces apoyadas sobre vigas maestras, vigas o muros.		.
Tabla 8.9 — Resistencia requerida a flexión en vigas y viguetas en una dirección con dos o más luces		
<div>Momento positivo</div> <div>Vanos exteriores:</div> <div>$M_u^+ = \frac{W_u \cdot \lambda_u^2}{11} + \frac{\lambda_u}{9} \cdot \sum P_u$</div> <div>(8-28)</div> <div>vanos interiores:</div> <div>$M_u^+ = \frac{W_u \cdot \lambda_u^2}{16} + \frac{\lambda_u}{5} \cdot \sum P_u$</div> <div>(8-29)</div>		
<div>Momento negativo en los apoyos</div> <div>cara interior del apoyo exterior:</div> <div>$M_u^- = \frac{W_u \cdot \lambda_u^2}{24} + \frac{\lambda_u}{16} \cdot \sum P_u$</div> <div>(8-30)</div> <div>cara exterior del primer apoyo interior, dos luces:</div> <div>$M_u^- = \frac{W_u \cdot \lambda_u^2}{9} + \frac{\lambda_u}{6} \cdot \sum P_u$</div> <div>(8-31)</div> <div>caras de apoyos interiores, más de dos luces:</div> <div>$M_u^- = \frac{W_u \cdot \lambda_u^2}{10} + \frac{\lambda_u}{7} \cdot \sum P_u$</div> <div>(8-32)</div> <div>caras de todos los apoyos, luces menores a 3 m:</div> <div>$M_u^- = \frac{W_u \cdot \lambda_u^2}{12} + \frac{\lambda_u}{8} \cdot \sum P_u$</div> <div>(8-33)</div>		

VIGAS MAESTRAS,VIGAS,VIGUETAS						
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO				
<p>8.6.4.3 Vigas y viguetas de dos o más luces apoyadas sobre vigas maestras, vigas o muros.</p> <p><i>Tabla 8.10 — Resistencia requerida a cortante en vigas y viguetas de dos o más luces, en una dirección</i></p> <table><tr><td>cara exterior del primer apoyo interior: $V_u = 1.15 \cdot \frac{W_u \cdot \lambda_n}{2} + 0.80 \cdot \sum P_u$</td><td>(8-36)</td></tr><tr><td>caras de los demás apoyos: $V_u = \frac{W_u \cdot \lambda_n}{2} + 0.75 \cdot \sum P_u$</td><td>(8-37)</td></tr></table>	cara exterior del primer apoyo interior: $V_u = 1.15 \cdot \frac{W_u \cdot \lambda_n}{2} + 0.80 \cdot \sum P_u$	(8-36)	caras de los demás apoyos: $V_u = \frac{W_u \cdot \lambda_n}{2} + 0.75 \cdot \sum P_u$	(8-37)		.
cara exterior del primer apoyo interior: $V_u = 1.15 \cdot \frac{W_u \cdot \lambda_n}{2} + 0.80 \cdot \sum P_u$	(8-36)					
caras de los demás apoyos: $V_u = \frac{W_u \cdot \lambda_n}{2} + 0.75 \cdot \sum P_u$	(8-37)					

Tabla 17 - Comparación requisitos generales del concreto ACI-318-02 y NSR-10. [Grupo investigador]

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.1 GENERAL</p> <p>5.1.1 Alcance</p> <p>El capítulo 5 contiene los requisitos comunes a los elementos estructurales de concreto reforzado.</p> <p>Incluye: requisitos para materiales, recubrimiento del refuerzo y los procedimientos para la definición de la resistencia de diseño de los elementos sometidos a momentos flectores, carga axial con o sin flexión y cortante</p>		
<p>5.1.2 Requisitos adicionales</p> <p>El diseñador debe cumplir con los requisitos adicionales para cada tipo de acuerdo con los capítulos 6 a 16.</p>		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
5.2 MATERIALES PARA EL CONCRETO REFORZADO 5.2.1 General Todos los materiales empleados en la construcción de las estructuras diseñadas con los requisitos esenciales deben cumplir con las normas ASTM citadas en 1.10.2		
5.2.2 Cemento 5.2.2 - El cemento debe cumplir con una de las siguientes normas ASTM: “ specification for Portland cement” (ASTM C 150), “ Specification for blended Hydraulic cements”(ASTM C 595), excluyendo los tipos S y SA los cuales no se emplean como cementantes principales del concreto estructural, y “ specification for expansive hydraulic cement” (ASTM C 845)	C.3.2 - Materiales cementantes C.3.2.1 — Los materiales cementantes deben cumplir con las normas relevantes así: (a) Cemento fabricado bajo las normas NTC 121 y NTC 321 y también se permite el uso de cementos fabricados bajo la norma ASTM C150. (b) Cementos hidráulicos adicionados fabricados bajo la norma ASTM C595, pero se excluyen los Tipos IS (≥ 70) ya que no pueden ser empleados como constituyentes cementantes principales en el concreto estructural.	Las Normas utilizadas en los requisitos esenciales, también aplican para la NSR10. (ASTM C 150) (ASTM C 595) (ASTM C 845)

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
	<p>(c) Cemento hidráulico expansivo fabricado bajo la norma NTC 4578 (ASTM C845).</p> <p>(d) Cemento hidráulico fabricado bajo la norma ASTM C1157.</p> <p>(e) Ceniza volante y puzolana natural que cumple la norma NTC 3493 (ASTM C618).</p> <p>(f) Escoria granulada molida de alto horno que cumple la norma NTC 4018 (ASTM C989)</p> <p>(g) Humo de sílice que cumple la norma NTC 4637 (ASTM C1240).</p> <p>(h) Se prohíbe el uso de los cementos denominados de mampostería en la fabricación de concreto.</p>	
	<p>C.3.2.2 — Los materiales cementantes empleados en la obra deben corresponder a los que se han tomado como base para la selección de la dosificación del concreto. Véase C.5.2.</p>	

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.2.3 Agregados</p> <p>Los agregados deben cumplir con “Specification for Concrete Aggregates” (ASTM C 33)</p>	<p>C.3.3 – Agregados</p> <p>C.3.3.1 - Los agregados para concreto deben cumplir con una de las siguientes normas:</p> <p>(a) Agregado de peso normal: NTC 174 (ASTM C33)</p> <p>(b) Agregado liviano: NTC 4045 (ASTM C330).</p> <p>Se permite el uso de agregados que han demostrado a través de ensayos o por experiencias prácticas que producen concreto de resistencia y durabilidad adecuadas, siempre y cuando sean aprobados por el Supervisor Técnico.</p> <p>Estas limitaciones se pueden omitir si a juicio del profesional facultado para diseñar la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el concreto se puede colocar sin la formación de hormigueros, vacíos o segregación en la mezcla.</p>	<p>Los agregados cumplen con la norma (ASTM C 33)</p>

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
5.2.4 Agua El agua usada en la mezcla del concreto debe ser potable, limpia libre de cantidades nocivas de aceites, ácidos álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias que afecten el concreto o el refuerzo	C.3.4 – Agua C.3.4.1 - El agua empleada en el mezclado del concreto debe cumplir con las disposiciones de la norma ASTM C1602M.	El agua debe cumplir con las disposiciones de la norma ASTM C1602M.
	C.3.4.2 — El agua de mezclado para concreto preesforzado o para concreto que contenga elementos de aluminio embebidos, incluyendo la parte del agua de mezclado con la que contribuye la humedad libre de los agregados, no debe contener cantidades perjudiciales de iones de cloruros. Véase C.4.3.1.	

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.2.5 Acero de refuerzo</p> <p>El acero de refuerzo debe ser refuerzo corrugado, con las excepciones dadas en 5.2.5.3 debe cumplir con 5.2.5.2 a 5.2.5.3 y ajustarse a las normas ASTM correspondientes. Las mallas electro soldadas se consideran refuerzo corrugado.</p>	<p>C.3.5 — Acero de refuerzo</p> <p>C.3.5.1 — El refuerzo debe ser corrugado. El refuerzo liso solo puede utilizarse en estribos, espirales o tendones, y refuerzo de repartición y temperatura. Además, se pueden utilizar cuando el Título C del Reglamento NSR-010 así lo permita: refuerzo consistente en pernos con cabeza para refuerzo de cortante, perfiles de acero estructural o en tubos, o elementos tubulares de acero.</p>	<p>El Acero de refuerzo debe ser corrugado. Con las excepciones del refuerzo liso.</p>
<p>5.2.5.1 Refuerzo corrugado. El máximo esfuerzo de fluencia especificado para el refuerzo corrugado debe ser 420 MPa. Las barras de refuerzo corrugado deben cumplir una de las siguientes normas:</p> <p>“Specification for deformed and plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement” (ASTM A 615) o</p> <p>“Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement (ASTM A 706)</p>	<p>C.3.5.3 — Refuerzo corrugado</p> <p>C.3.5.3.1 — Las barras de refuerzo corrugado deben ser de acero de baja aleación que cumplan con la norma NTC 2289 (ASTM A706M). Se permite el uso de barras de acero inoxidable fabricadas bajo la norma ASTM A955M siempre y cuando cumplan a su vez los requisitos de NTC 2289 (ASTM A706M). Además deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:</p>	<p>Las normas utilizadas para las barras de refuerzo corrugado son. (ASTM A 615) (ASTM A 706) Aunque en la Norma NSR-010 cita otras normas para los requisitos esenciales solo se necesitan las anteriores dos normas, las cuales se encuentran en la NSR-10</p>

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
La norma ASTM A 615 cubre los grados 300, 420 y 520, con esfuerzos de fluencia de 300 MPa, 420 MPa, y 520 MPa, respectivamente, mientras que la ASTM A 706 cubre solo el grado 420 con esfuerzo de fluencia de 420 MPa. Ambas normas cubren diámetros nominales de 9.5, 12.7, 15.9, 19.1, 22.2, 25.4, 28.7, 32.9, 35.8, 43.0, y 57.3 mm, (véanse las tablas 5.1 y 5.2) aunque en estos requisitos esenciales se permite el uso de barras de refuerzo hasta un diámetro de 26 mm (véase 5.3)	<p>(a) La resistencia a la fluencia debe corresponder a la determinada por ensayos sobre barras de tamaño completo. Los esfuerzos obtenidos por medio del ensayo de tracción deben calcularse utilizando el área nominal de la barra tal como se indica en las Tablas C.3.5.3-1 y C.3.5.3-2.</p> <p>(b) No se permite el uso de acero corrugado de refuerzo fabricado bajo las norma NTC 245, ni ningún otro tipo de acero que haya sido trabajado en frío o trefilado, a menos que esté explícitamente permitido por la norma bajo la cual se fabrica cualquiera de los materiales permitidos por el Reglamento NSR-010.</p>	El máximo esfuerzo de fluencia especificado para el refuerzo corrugado debe ser 420 MPa. En los requisitos esenciales se permite el uso de barras de refuerzo hasta un diámetro de 26 mm.

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO

Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado

NSR-010

COMENTARIO

Tabla 5.1 — Características nominales para barras de refuerzo — diámetros basados en pulgadas

Nombre Barra (véase nota 1)	Diámetro de referencia en pulgadas	Dimensiones nominales			Masa kg/m
		Diámetro mm	Área mm ²	Perímetro mm	
Nº 2 (nota 2)	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
Nº 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
Nº 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
Nº 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
Nº 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
Nº 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
Nº 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
Nº 9 (nota 3)	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
Nº 10 (nota 3)	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
Nº 11 (nota 3)	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
Nº 14 (nota 3)	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
Nº 18 (nota 3)	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

Tabla 5.2 — Características nominales para barras de refuerzo — diámetros basados en milímetros

Nombre Barra (véase nota 1)	Dimensiones nominales			Masa kg/m
	Diámetro mm	Área mm ²	Perímetro mm	
6M	6.0	28.3	18.85	0.222
8M	8.0	50.3	25.14	0.394
10M	10.0	78.5	31.42	0.616
12M	12.0	113.1	37.70	0.887
16M	16.0	201.1	50.27	1.577
18M	18.0	254.5	56.55	1.996
20M	20.0	314.2	62.83	2.465
22M	22.0	380.1	69.12	2.982
25M	25.0	490.9	78.54	3.851
32M (nota 2)	32.0	804.2	100.53	6.309
45M (nota 2)	45.0	1590.4	141.37	12.477
55M (nota 2)	55.0	2375.8	172.79	18.638

**TABLA C.3.5.3-1
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en milímetros)**

Designación de la barra (véase la nota)	DIMENSIONES NOMINALES			
	Diámetro mm	Área mm ²	Perímetro mm	Masa kg/m
6M	6.0	28.3	18.85	0.222
8M	8.0	50.3	25.14	0.394
10M	10.0	78.5	31.42	0.616
12M	12.0	113.1	37.70	0.887
16M	16.0	201.1	50.27	1.577
18M	18.0	254.5	56.55	1.996
20M	20.0	314.2	62.83	2.465
22M	22.0	380.1	69.12	2.982
25M	25.0	490.9	78.54	3.851
32M	32.0	804.2	100.53	6.309
45M	45.0	1590.4	141.37	12.477
55M	55.0	2375.8	172.79	18.638

Nota: La M indica que son diámetros nominales en mm.

**TABLA C.3.5.3-2
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en octavos de pulgada)**

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Área mm ²	Perímetro mm	
Nº 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
Nº 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
Nº 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
Nº 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
Nº 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
Nº 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
Nº 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
Nº 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
Nº 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
Nº 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
Nº 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
Nº 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

Nota: El N° de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia.

No cambian las dimensiones; el máximo diámetro para los requisitos esenciales a utilizar es de 26 mm.

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
	C.3.5.3.2 — Las barras corrugadas deben cumplir con una de las normas NTC o ASTM enumeradas en C.3.5.3.1, excepto que para barras con f_y mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35 por ciento. Véase C.9.4.	
	C.3.5.3.3 - Se permite usar las barras de refuerzo que cumplen con ASTM A1035M como refuerzo transversal en C.21.6.4 o refuerzo en espiral en C.10.9.3.	
	C.3.5.3.4 - Las parrillas de refuerzo para concreto deben ajustarse a NTC 2043 (ASTM A184M). Las barras de refuerzo, utilizadas en las parrillas de refuerzo, deben cumplir con NTC 2289 (ASTM A706M).	

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
	<p>C.3.5.3.5 - El alambre corrugado para refuerzo del concreto debe cumplir con NTC 1907 (ASTM A496M), excepto que el alambre no debe ser menor que el tamaño MD25 (5.6 mm de diámetro) ni mayor que el tamaño MD200 (16 mm de diámetro), a menos que lo permita C.3.5.3.7. Para el alambre con f_y mayor de 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe ser el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35 por ciento. No se permite el uso de alambres individuales, corrugados o lisos, como refuerzo en forma de estribos ni como refuerzo longitudinal en elementos que formen parte del sistema de resistencia sísmica.</p>	

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.2.5.2 Malla electrosoldada. El esfuerzo de fluencia máximo especificado para alambres de mallas electro soldadas debe ser 500 MPa. Las mallas electro soldadas deben cumplir con las normas</p> <p>“Specification for Steel Welded Wire Fabric, Plain, for Concrete Reinforcement” (ASTM 185) o</p> <p>““Specification for Steel Welded Wire Fabric, Deformed, for Concrete Reinforcement” (ASTM 497). Bajo los requisitos esenciales el diámetro nominal de los alambres de malla electrosoldada se limita a 10 mm (véase 5.3)</p>	<p>C.3.5.3.7 — El refuerzo electrosoldado de alambre corrugado deben cumplir con NTC 2310 (ASTM A497M), excepto que para alambres con f_y mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe ser el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35 por ciento.</p>	<p>Debe cumplir con las normas:</p> <p>(ASTM 185) y</p> <p>(ASTM A497M)</p> <p>El esfuerzo de fluencia máximo para alambres de mallas debe ser 500 MPa.</p> <p>Para alambres con F_y mayor que 420 MPa, la deformación unitaria corresponderá a 0.35%</p> <p>Diámetro nominal de los alambres de malla electro soldada se limita a 10 mm, en la NSR-010 el diámetro mínimo es de 5.6. Se utiliza el diámetro de los requisitos esenciales.</p> <p>El diámetro máximo será de 16 mm</p>

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
	Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas a más de 400 mm, en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para refuerzos de alambre electrosoldado utilizados como estribos de acuerdo con C.12.13.2. El alambre corrugado con Diámetro mayor que MD200 (16 mm de diámetro) se permite cuando se utiliza en refuerzo electrosoldado que cumpla con NTC 2310 (ASTM A497M), pero debe tratarse como alambre liso para efectos de desarrollo y diseño de empalmes.	.
	C.3.5.3.8 — Las barras de refuerzo galvanizadas deben cumplir con NTC 4013 (ASTM A767M). Las barras de refuerzo con recubrimiento epóxico deben cumplir con NTC 4004 (ASTM A775M) o con ASTM A934M. Las barras que se vayan a galvanizar o a recubrir con epóxico deben cumplir con la norma NTC 2289 (ASTM A706M). Refuerzo con recubrimiento epóxico deben cumplir con NTC 4004 (ASTM A775M) o con ASTM A934M. Las barras que se vayan a galvanizar, recubrir con epóxico deben cumplir con la norma NTC 2289 (ASTM A706)	

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
	<p>C.3.5.3.9 — Los alambres y el refuerzo electrosoldado de alambre recubiertos con epóxico deben cumplir con ASTM A884M.</p> <p>Los alambres que se vayan a recubrir con epóxico deben cumplir con C.3.5.3.4 y el Refuerzo electrosoldado de alambre que se vaya a recubrir con epóxico debe cumplir con C.3.5.3.5 o C.3.5.3.6.</p>	
	<p>C.3.5.3.10 — El alambre de acero inoxidable corrugado y el refuerzo electrosoldado de alambre de acero inoxidable liso y corrugado para refuerzo del concreto debe cumplir con la ASTM A1022M, excepto que el alambre corrugado no debe ser menor del tamaño MD25 (5.6 mm de diámetro) ni mayor que el tamaño MD200 (16 mm de diámetro), y la resistencia a la fluencia de alambre con</p> <p>f_y mayor de 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35 por ciento. El alambre corrugado mayor que el tamaño MD200 (16 mm de diámetro)</p>	

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
	<p>Se permite cuando se utiliza en refuerzo electrosoldado de alambre que cumpla con ASTM A1022M, pero debe tratarse como alambre liso para efectos de desarrollo y diseño de empalmes. Las intersecciones soldadas en la dirección del esfuerzo calculado no deben estar espaciadas en más de 300 mm para el alambre electrosoldado liso o de 400 mm para el alambre electrosoldado corrugado, excepto para refuerzo de alambre electrosoldado utilizado como estribos de acuerdo con C.12.13.2.</p>	

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.2.5.3 Refuerzo liso</p> <p>5.2.5.3 Refuerzo liso. El refuerzo liso se puede usar solo en estribos, espirales, ganchos suplementarios y como parte de mallas electro soldadas y además debe cumplir con las especificaciones dadas en 5.2.5.1. El refuerzo de fluencia máximo especificado para el refuerzo liso es 300 MPa, y bajo los requisitos esenciales, su diámetro nominal se limita a 16 mm(véase 5.3)</p>	<p>C.3.5.4 — Refuerzo liso</p> <p>C.3.5.4.1 — El refuerzo liso solo se permite en estribos, refuerzo de retracción y temperatura o refuerzo en espiral y no puede utilizarse como refuerzo longitudinal a flexión, excepto cuando conforma mallas electrosoldadas y deben cumplir con la norma NTC 161 (ASTM A615M) o con los requisitos para refuerzo Corrugado especificados en C.3.5.3.1.</p>	<p>El esfuerzo de fluencia máximo para el refuerzo liso es 300 MPa. Y bajo los requisitos esenciales, su diámetro nominal se limita a 16 mm.</p>
	<p>C.3.5.4.2 — Los alambres lisos para refuerzo en espiral deben cumplir con NTC 4002 (ASTM A82M), excepto que para alambres con f_y superior a 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35 por ciento</p>	

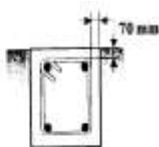
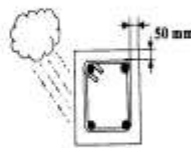
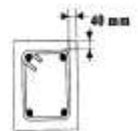
CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
5.2.6 Aditivos	C.3.6 — Aditivos	
5.2.6 Aditivos Los aditivos deben cumplir con las normas ASTM aplicables	C.3.6.1 — Los aditivos para reducción de agua y modificación del tiempo de fraguado deben cumplir con la norma NTC 1299 (ASTM C494M). Los aditivos para producir concreto fluido deben cumplir la norma NTC 4023 (ASTM C1017M).	Se deben cumplir las normas: ASTM C494M ASTM C1017M ASTM C260 ASTM C845
	C.3.6.2 — Los aditivos incorporadores de aire deben cumplir con la norma NTC 3502 (ASTM C260).	
	C.3.6.3 — Los aditivos que se usen en el concreto y que no cumplan con C.3.6.1 y C.3.6.2 deben someterse a la aprobación previa del Supervisor Técnico.	

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
	<p>C.3.6.4 — El cloruro de calcio o los aditivos que contengan cloruros que no provengan de impurezas de los componentes del aditivo, no deben emplearse en concreto preesforzado, en concreto que contenga aluminio embebido o en concreto construido en encofrados permanentes de acero galvanizado. Véanse C.4.3.1 y C.6.3.2.</p>	
	<p>C.3.6.5 — Los aditivos usados en el concreto que contengan cemento expansivo que cumpla con la norma NTC 4578 (ASTM C845), deben ser compatibles con el cemento y no producir efectos nocivos.</p>	

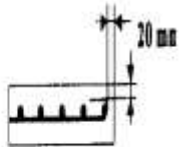
CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
5.2.7 Almacenamiento de materiales	C.3.7 — Almacenamiento de materiales	
5.2.7 Almacenamiento de materiales El cemento y agregados deben ser almacenados de manera que se prevenga su deterioro o la contaminación con materiales extraños. No se deben usar en los concretos materiales deteriorados o contaminados.	C.3.7.1 — El material cementante y los agregados deben almacenarse de tal manera que se prevenga su deterioro o la introducción de materia extraña.	Con el almacenamiento se debe prevenir su deterioro. Debido que si se usan estos materiales deteriorados puede causarle al concreto perdida de resistencia.
	C.3.7.2 — Cualquier material que se haya deteriorado o contaminado no debe utilizarse en el concreto.	

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO

Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO																																																																																																																																																																				
<p>5.3 DIAMETRO MINIMO Y MAXIMO DE LAS BARRAS DE REFUERZO</p> <p>El refuerzo empleado en las estructuras diseñadas bajo los requisitos esenciales debe tener un diámetro nominal d_b comprendido dentro de los valores mínimos y máximos dados a continuación:</p> <table><tr><td></td><td>Diámetro mínimo de barra, d_b</td><td>Diámetro máximo de barra, d_b</td></tr><tr><td>(a) barras corrugadas (véase 5.2.5.1)</td><td>10 mm</td><td>26 mm</td></tr><tr><td>(b) alambre para mallas (véase 5.2.5.2)</td><td>4 mm</td><td>10 mm</td></tr><tr><td>(c) estribos (véase 5.2.5.1)</td><td>10 mm</td><td>16 mm</td></tr><tr><td>(d) barras lisas (véase 5.2.5.3)</td><td>10 mm</td><td>16 mm</td></tr></table>		Diámetro mínimo de barra, d_b	Diámetro máximo de barra, d_b	(a) barras corrugadas (véase 5.2.5.1)	10 mm	26 mm	(b) alambre para mallas (véase 5.2.5.2)	4 mm	10 mm	(c) estribos (véase 5.2.5.1)	10 mm	16 mm	(d) barras lisas (véase 5.2.5.3)	10 mm	16 mm	<p>TABLA C.3.5.3-1 DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO (Diámetros basados en milímetros)</p> <table><tr><th rowspan="2">Designación de la barra (véase la nota)</th><th colspan="3">DIMENSIONES NOMINALES</th><th rowspan="2">Masa kg/m</th></tr><tr><th>Diámetro mm</th><th>Área mm²</th><th>Perímetro mm</th></tr><tr><td>6M</td><td>6.0</td><td>28.3</td><td>18.85</td><td>0.222</td></tr><tr><td>8M</td><td>8.0</td><td>50.3</td><td>25.14</td><td>0.394</td></tr><tr><td>10M</td><td>10.0</td><td>78.5</td><td>31.42</td><td>0.616</td></tr><tr><td>12M</td><td>12.0</td><td>113.1</td><td>37.70</td><td>0.887</td></tr><tr><td>16M</td><td>16.0</td><td>201.1</td><td>50.27</td><td>1.577</td></tr><tr><td>18M</td><td>18.0</td><td>254.5</td><td>56.55</td><td>1.996</td></tr><tr><td>20M</td><td>20.0</td><td>314.2</td><td>62.83</td><td>2.465</td></tr><tr><td>22M</td><td>22.0</td><td>380.1</td><td>69.12</td><td>2.982</td></tr><tr><td>25M</td><td>25.0</td><td>490.9</td><td>78.54</td><td>3.851</td></tr><tr><td>32M</td><td>32.0</td><td>804.2</td><td>100.53</td><td>6.309</td></tr><tr><td>45M</td><td>45.0</td><td>1590.4</td><td>141.37</td><td>12.477</td></tr><tr><td>55M</td><td>55.0</td><td>2375.8</td><td>172.79</td><td>18.638</td></tr></table> <p>Nota: La M indica que son diámetros nominales en mm.</p> <p>TABLA C.3.5.3-2 DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO (Diámetros basados en octavos de pulgada)</p> <table><tr><th rowspan="2">Designación de la barra (véase la nota)</th><th rowspan="2">Diámetro de referencia en pulgadas</th><th colspan="3">DIMENSIONES NOMINALES</th><th rowspan="2">Masa kg/m</th></tr><tr><th>Diámetro mm</th><th>Área mm²</th><th>Perímetro mm</th></tr><tr><td>Nº 2</td><td>1/4"</td><td>6.4</td><td>32</td><td>20.0</td><td>0.250</td></tr><tr><td>Nº 3</td><td>3/8"</td><td>9.5</td><td>71</td><td>30.0</td><td>0.560</td></tr><tr><td>Nº 4</td><td>1/2"</td><td>12.7</td><td>129</td><td>40.0</td><td>0.994</td></tr><tr><td>Nº 5</td><td>5/8"</td><td>15.9</td><td>199</td><td>50.0</td><td>1.552</td></tr><tr><td>Nº 6</td><td>3/4"</td><td>19.1</td><td>284</td><td>60.0</td><td>2.235</td></tr><tr><td>Nº 7</td><td>7/8"</td><td>22.2</td><td>387</td><td>70.0</td><td>3.042</td></tr><tr><td>Nº 8</td><td>1"</td><td>25.4</td><td>510</td><td>80.0</td><td>3.973</td></tr><tr><td>Nº 9</td><td>1-1/8"</td><td>28.7</td><td>645</td><td>90.0</td><td>5.090</td></tr><tr><td>Nº 10</td><td>1-1/4"</td><td>32.3</td><td>819</td><td>101.3</td><td>6.404</td></tr><tr><td>Nº 11</td><td>1-3/8"</td><td>35.8</td><td>1006</td><td>112.5</td><td>7.907</td></tr><tr><td>Nº 14</td><td>1-3/4"</td><td>43.0</td><td>1452</td><td>135.1</td><td>11.380</td></tr><tr><td>Nº 18</td><td>2-1/4"</td><td>57.3</td><td>2581</td><td>180.1</td><td>20.240</td></tr></table> <p>Nota: El N° de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia.</p>	Designación de la barra (véase la nota)	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m	Diámetro mm	Área mm ²	Perímetro mm	6M	6.0	28.3	18.85	0.222	8M	8.0	50.3	25.14	0.394	10M	10.0	78.5	31.42	0.616	12M	12.0	113.1	37.70	0.887	16M	16.0	201.1	50.27	1.577	18M	18.0	254.5	56.55	1.996	20M	20.0	314.2	62.83	2.465	22M	22.0	380.1	69.12	2.982	25M	25.0	490.9	78.54	3.851	32M	32.0	804.2	100.53	6.309	45M	45.0	1590.4	141.37	12.477	55M	55.0	2375.8	172.79	18.638	Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m	Diámetro mm	Área mm ²	Perímetro mm	Nº 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250	Nº 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560	Nº 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994	Nº 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552	Nº 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235	Nº 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042	Nº 8	1"	25.4	510	80.0	3.973	Nº 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.090	Nº 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404	Nº 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907	Nº 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380	Nº 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240	<p>Se utilizan los diámetros mínimos y máximos de las barras de refuerzo, de los requisitos esenciales.</p>
	Diámetro mínimo de barra, d_b	Diámetro máximo de barra, d_b																																																																																																																																																																				
(a) barras corrugadas (véase 5.2.5.1)	10 mm	26 mm																																																																																																																																																																				
(b) alambre para mallas (véase 5.2.5.2)	4 mm	10 mm																																																																																																																																																																				
(c) estribos (véase 5.2.5.1)	10 mm	16 mm																																																																																																																																																																				
(d) barras lisas (véase 5.2.5.3)	10 mm	16 mm																																																																																																																																																																				
Designación de la barra (véase la nota)	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m																																																																																																																																																																		
	Diámetro mm	Área mm ²	Perímetro mm																																																																																																																																																																			
6M	6.0	28.3	18.85	0.222																																																																																																																																																																		
8M	8.0	50.3	25.14	0.394																																																																																																																																																																		
10M	10.0	78.5	31.42	0.616																																																																																																																																																																		
12M	12.0	113.1	37.70	0.887																																																																																																																																																																		
16M	16.0	201.1	50.27	1.577																																																																																																																																																																		
18M	18.0	254.5	56.55	1.996																																																																																																																																																																		
20M	20.0	314.2	62.83	2.465																																																																																																																																																																		
22M	22.0	380.1	69.12	2.982																																																																																																																																																																		
25M	25.0	490.9	78.54	3.851																																																																																																																																																																		
32M	32.0	804.2	100.53	6.309																																																																																																																																																																		
45M	45.0	1590.4	141.37	12.477																																																																																																																																																																		
55M	55.0	2375.8	172.79	18.638																																																																																																																																																																		
Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m																																																																																																																																																																	
		Diámetro mm	Área mm ²	Perímetro mm																																																																																																																																																																		
Nº 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250																																																																																																																																																																	
Nº 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560																																																																																																																																																																	
Nº 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994																																																																																																																																																																	
Nº 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552																																																																																																																																																																	
Nº 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235																																																																																																																																																																	
Nº 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042																																																																																																																																																																	
Nº 8	1"	25.4	510	80.0	3.973																																																																																																																																																																	
Nº 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.090																																																																																																																																																																	
Nº 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404																																																																																																																																																																	
Nº 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907																																																																																																																																																																	
Nº 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380																																																																																																																																																																	
Nº 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240																																																																																																																																																																	

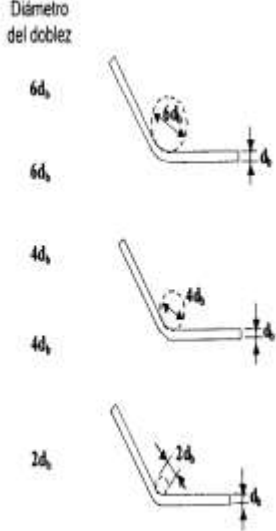
CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO										
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO								
5.4 RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO	C.7.5COLOCACION DEL REFUERZO									
<div>5.4.1 Recubrimiento de concreto mínimo</div> <div>El refuerzo debe contar con el siguiente recubrimiento mínimo:</div> <div><div><div>(a) Refuerzo de elementos fundidos y en contacto permanente con la tierra</div><div></div></div><div><div>(b) Refuerzo de elementos expuestos a la intemperie o a la tierra</div><div></div></div><div><div>(c) Refuerzo de vigas, vigas maestras o columnas no expuestas a la intemperie ni en contacto con la tierra.</div><div></div></div></div> <div><div>C.7.7.1 — CONCRETO CONSTRUIDO EN SITIO (NO PREESFORZADO)</div><div>A menos que en C.7.7.6 ó C.7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que lo siguiente</div><table><tr><td></td><td>Recubrimiento de concreto, mm</td></tr><tr><td>(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él</td><td>75</td></tr><tr><td>(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie: Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)</td><td>50</td></tr><tr><td>Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores</td><td>40</td></tr><tr><td>(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo: Losas, muros, viguetas. Barras No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó</td><td></td></tr></table></div> <div>El recubrimiento es igual.</div>		Recubrimiento de concreto, mm	(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él	75	(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie: Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)	50	Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores	40	(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo: Losas, muros, viguetas. Barras No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó	
	Recubrimiento de concreto, mm									
(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él	75									
(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie: Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)	50									
Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores	40									
(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo: Losas, muros, viguetas. Barras No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó										

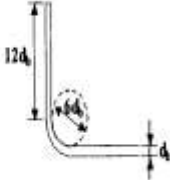
CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO

Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>(d) Refuerzo de losas macizas, viguetas o muros de concreto reforzado, no expuestos a la intemperie ni en contacto con la tierra</p> <p>Recubrimiento mínimo 20 mm</p> 	<p>55M (55 mm) 40 Barras No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores 20</p> <p>Vigas, columnas: Armadura principal, estribos, espirales 40</p> <p>Cáscaras y placas plegadas: Barra No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) y mayores 20 Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambres MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores 13</p>	

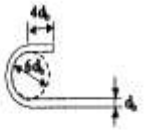

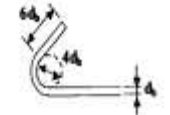
CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.4.2 Protección especial de la estructura contra el fuego</p> <p>Cuando la protección designada contra el fuego, expresada en horas, para la edificación sea mayor de una hora, se debe aumentar el recubrimiento del concreto del refuerzo de 5.4.1 en 12 mm por cada hora adicional de protección requerida a partir de la primera hora</p>	<p>C.7.7.8 — Protección contra el fuego</p> <p>Si el Título J del Reglamento NSR-010 requiere un espesor de recubrimiento para protección contra el fuego mayor que el recubrimiento de concreto dado en C.7.7.1 a C.7.7.7, debe especificarse ese espesor mayor.(Véase J.3.5.2)</p>	<p>En cada normatividad se tienen exigencias claras para la protección de la estructura contra el fuego.</p>
<p>5.4.3 Protección especial contra la corrosión</p> <p>En ambientes agresivos se debe proteger el refuerzo de la corrosión empleando, por ejemplo, barras con protección epoxica, concreto con aire incluido u otra protección. Este tipo de protección esta por fuera del alcance de los requisitos esenciales , y en tal caso se deben usar en el diseño las normas de soporte mencionadas en 1.4</p>	<p>C.7.7.6— AMBIENTES CORROSIVOS</p> <p>En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, debe aumentarse adecuadamente el espesor del recubrimiento de concreto y deben cumplir los requisitos pertinentes para el concreto, basados en las categorías de exposición aplicables del Capítulo C.4, o bien, debe disponerse de otro tipo de protección.</p>	<p>En ambientes corrosivos debe aumentarse adecuadamente el espesor del recubrimiento.</p>

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO


Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.5 DIAMETRO MINIMO DE DOBLAMIENTO</p> <p>El diámetro del doblamiento del refuerzo, medido en la parte interior de la barra, no debe ser menor que los siguientes valores:</p> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;"> <p>(a) Barras corrugadas</p> <p>(b) Barras lisas</p> <p>(c) Estribos y flejes</p> <p>(d) alambres para mallas con $d_b > 7 \text{ mm}$</p> <p>(e) alambres para mallas con $d_b \leq 7 \text{ mm}$</p> </div> <div> <p style="text-align: center;">Diámetro del dobléz</p>  </div> </div>	<p>C.7.2.2 — El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que $4d_b$ para barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) y menores. Para barras mayores que No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado en la tabla Cç.7.2</p> <p>C.7.2.3 — El diámetro interior de doblado en refuerzo electrosoldado de alambre (corrugado o liso) para estribos no debe ser menor que $4d_b$ para alambre corrugado mayor de MD40 (7.1 mm de diámetro), y $2d_b$ para los demás diámetros de alambre. Ningún dobléz con diámetro interior menor de $8d_b$ debe estar a menos de $4d_b$ de la intersección soldada más cercana.</p>	<p>Se tienen parámetros similares para el diámetro de doblez de refuerzo según el diámetro de la barra.</p>

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO													
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO											
	<p>TABLA C.7.2 — DIÁMETROS MINIMOS DE DOBLADO</p> <table><tr><th>Diámetro de las barras</th><th>Diámetro mínimo de doblado</th></tr><tr><td>No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm) a</td><td rowspan="2">6d_b</td></tr><tr><td>No. 8 (1") ó 25M (25 mm)</td></tr><tr><td>No. 9 (1-1/8") ó 30M (30 mm), No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) y</td><td rowspan="2">8d_b</td></tr><tr><td>No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm)</td></tr><tr><td>No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y</td><td rowspan="2">10d_b</td></tr><tr><td>No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)</td></tr></table>	Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado	No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm) a	6d_b	No. 8 (1") ó 25M (25 mm)	No. 9 (1-1/8") ó 30M (30 mm), No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) y	8d_b	No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm)	No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y	10d_b	No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)	
Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado												
No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm) a	6d_b												
No. 8 (1") ó 25M (25 mm)													
No. 9 (1-1/8") ó 30M (30 mm), No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) y	8d_b												
No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm)													
No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y	10d_b												
No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)													
<p>5.6 DIMENCIONES DEL GANCHO ESTANDAR</p> <p>El término “gancho estándar” se refiere a cualquiera de los siguientes ganchos:</p> <div><div>(a) gancho a 90°</div><div><p>Un dobléz a 90° más una extensión final al menos de 12d_b</p></div></div>	<p>C.7.1 — Ganchos estándar</p> <p>El término “gancho estándar” se emplea en el Título C del</p> <p>Reglamento NSR-010 con uno de los siguientes significados:</p>	<p>Se tienen iguales características para determinar las dimensiones de ganchos según el Angulo de esta.</p>											

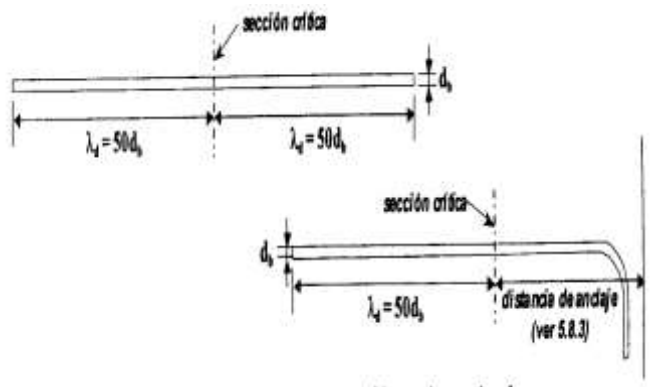
CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO

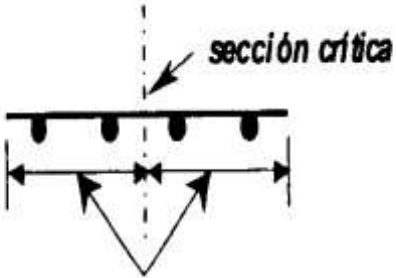
Requisitos Esenciales para Edificaciones de Concreto Reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>(b) gancho a 180°</p> <p>Un doblez a 180° más una extensión final al menos de $4d_b$</p>  <p>(c) Para estribos o flejes</p> <p>Un doblez a 90° más una extensión final al menos de $6d_b$, o</p>  <p>Un doblez a 135° más una extensión final al menos de $6d_b$</p> 	<p>C.7.1.1 — Doblez de 180° más una extensión de $4d_b$, pero no menor de 65 mm en el extremo libre de la barra</p> <p>C.7.1.2 — Doblez de 90° más una extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la barra.</p> <p>C.7.1.3 — Para estribos y ganchos de estribo (a) Barra No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) y menores, doblez de 90° más $6d_b$ de extensión en el extremo libre de la barra, o</p> <p>(b) Barra No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm), No. 7 (7/8") ó 22M (22 mm), y No. 8 (1") ó 25M (25 mm), doblez de 90° más extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la barra, o</p> <p>(c) Barra No. 8 (1") ó 25M (25 mm) y menor, doblez de 135° más extensión de $6d_b$ en el extremo libre de la barra.</p>	


CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO

Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>(d) Para estribos de confinamiento en zonas sísmicas</p> <p>Una doblez a 135° más una extensión final al menos de $6d_b$, pero no menor de 75 mm</p> <p>Un doblez a 135° más una extensión final al menos de $6d_b$, pero no menor de 75 mm, y</p> <p>Un doblez a 90° más una extensión al menos de $6d_b$ en el otro extremo de la barra</p> <p>(e) Para ganchos suplementarios en zonas sísmicas</p> 	<p>C.7.1.4 — En los estribos de confinamiento requeridos en el Capítulo C.21 en estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES), para construcción sismo resistente, deben emplearse ganchos sísmicos con un doblez de 135° o más, con una extensión de $6d_b$, pero no menor de 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal del elemento y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento. En los ganchos suplementarios el doblez en los extremos debe ser un gancho sísmico de 135°, o más, con una extensión de $6d_b$, pero no menor de 75 mm, y se permite que en uno de los extremos se utilice un gancho de 90°, o más, con una extensión de $6d_b$. Los ganchos sísmicos están definidos en C.2.2</p>	

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.7 TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO</p> <p>La distancia libre entre barras paralelas en una capa de refuerzo y el tamaño máximo del agregado grueso se deben relacionar así:</p>		
<p>5.7.1 Tamaño máximo nominal del agregado grueso</p> <p>El tamaño máximo del agregado grueso, (Fig. 5.1) no debe ser mayor que (1),(2),o(3):</p> <ul style="list-style-type: none"> (1) 1/5 de la menor dimensión entre formaletas laterales (2) 1/3 de la altura de la losa (3) 3/4 de la mínima distancia libre entre barras de refuerzo paralelas. <p>Se recomienda un tamaño máximo nominal de 20 mm para columnas, vigas, vigas maestras y viguetas. Un tamaño mayor puede emplearse si se cumplen las limitaciones de (1) a (3)</p>	<p>C.3.3.2 -El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:</p> <ul style="list-style-type: none"> (a) 1/5 de la menor separación entre los lados del encofrado, ni a (b) 1/3 de la altura de la losa, ni a (c) 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos. 	<p>Iguales</p>

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.8.1 Longitud de desarrollo</p> <p>5.8.1.1 Barras de refuerzo</p> <p>La mínima longitud de desarrollo ℓ_d, requerida a cada lado de la sección crítica para que una barra desarrolle su resistencia total debe ser 50d_b, para los diámetros permitidos por los requisitos esenciales en 5.3. Se permite remplazar la longitud de desarrollo a un lado de la sección crítica por una longitud de barra con gancho estándar que cumpla con la distancia mínima de anclaje de 5.8.3 véase la figura 5.2.</p> 	<p>C.12.2.3 — Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe ser:</p> $\ell_d = \left(\frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \left(\frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \right) d_b \quad (C.12-1)$ <p>en donde el término (cb + K_{tr} / db no debe tomarse mayor a 2.5 y</p> $K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \quad (C.12-2)$ <p>En donde n es el número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento. Se puede usar K_{tr} = 0 como una simplificación de diseño aún si hay refuerzo transversal presente.</p>	<p>No se encuentran coincidencias.</p>

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.8.1.2 Mallas electrosoldadas. La longitud de desarrollo λ_d de una malla electro soldada medida a cada lado de la sección crítica debe contener por lo menos dos alambres transversales, pero no debe ser menor de 200 mm, para los diámetros de alambre permitidos por los requisitos esenciales en 5.3 véase la figura 5.3</p>  <p>$\lambda_d = 2 \text{ alambres} \geq 200 \text{ mm}$</p>	<p>C.12.7.1 — La longitud de desarrollo del refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en tracción, l_d medida desde el punto de sección crítica hasta el extremo del alambre, debe calcularse como el producto de l_d, de C.12.2.2 o C.12.2.3 multiplicado por un factor para refuerzo electrosoldado de alambre ψ_w obtenido de C.12.7.2 o C.12.7.3. Se permite reducir l_d de acuerdo con C.12.2.5 cuando sea aplicable, pero l_d no debe ser menor a 200 mm, excepto para el cálculo de los empalmes por traslapo de acuerdo con C.12.18. Cuando se utilice ψ_w de C.12.7.2, se permite usar un factor por revestimiento epóxico ψ_e igual a 1.0 para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado revestido con epóxico en C.12.2.2 y C.12.2.3.</p>	<p>En la NSR-10 se encuentran especificaciones sobre el desarrollo de refuerzo en mallas electrosoldadas, en los requisitos esenciales es necesaria la utilización de un distanciamiento mínimo</p>

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
5.8.2 Dimensiones de empalmes por traslapo		
<p>5.8.2.1 Barras de refuerzo. La longitud mínima de traslapo para empalmar barras de refuerzo debe ser $50d_b$ para los diámetros permitidos por los requisitos esenciales en 5.3 (Fig. 5.4)</p> 	<p>C.12.15.1 — La longitud mínima del empalme por traslapo en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslapo Clases A o B, pero no menor que 300 mm, donde:</p> <p>Empalme por traslapo Clase A $1.0l_d$</p> <p>Empalme por traslapo Clase B $1.3l_d$</p> <p>Donde l_d se calcula de acuerdo con C.12.2 para desarrollar f_y, pero sin los 300 mm mínimos de C.12.2.1 y sin el factor de modificación de C.12.2.5.</p>	<p>Se encuentra de manera mas detallada la forma de hallar la longitud mínima del empalme por traslapo en la nsr-10 a diferencia de los requisitos esenciales.</p>

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.8.2.2 Mallas electrosoldadas. El empalme por traslapo de mallas electro soldadas para los diámetros de alambres permitidos por los requisitos esenciales en 5.3 debe sobreponer por lo menos dos alambres transversales de cada una de las mallas, y la distancia traslapada no debe ser menor de 250mm véase la Fig. 5.5</p>	<p>C.12.18.1 — La longitud mínima del empalme por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado, medida entre los extremos de cada refuerzo electrosoldado individual, no debe ser menor que la mayor de 1.3 I_d y 200 mm, y la longitud de traslapo medida entre los alambres transversales más alejados de cada refuerzo electrosoldado individual no debe ser menor que 50 mm, donde I_d se calcula para desarrollar f_y de acuerdo con C.12.7.</p>	<p>Se encuentran requisitos similares en ambas normatividades sin embargo se ve de manera más exigente la NSR-10.</p>

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.8.3 Distancia mínima de anclaje de gancho estándar</p> <p>El doble del gancho debe colocarse tan cerca de la cara exterior como lo permitan los requisitos de recubrimiento del refuerzo. La distancia mínima entre la cara exterior del concreto y la sección crítica donde el gancho desarrolla toda su resistencia no debe ser menor de 25d_b, véase la figura 5.6</p>	<p>C.12.5.4 — Para barras que son desarrolladas mediante un gancho estándar en extremos discontinuos de elementos con recubrimiento sobre el gancho de menos de 65 mm en ambos lados y en el borde superior (o inferior), la barra con el gancho se debe confinar con estribos, perpendicular a la barra en desarrollo, espaciados en no más de 3db a lo largo de l_{dh}. El primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de 2db del exterior del doblez, donde db es el diámetro de la barra con gancho. En este caso, no deben aplicarse los factores de C.12.5.3. (b) y (c).</p>	<p>En la NSR-10 se encuentran datos concisos sobre las barras que son desarrolladas mediante gancho estándar a diferencia de los requisitos esenciales.</p>

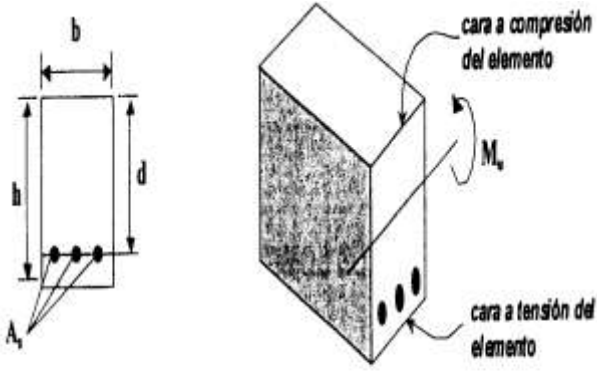
CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.9 REFURZO LONGITUDINAL</p> <p>Debe colocarse refuerzo longitudinal en los elementos estructurales de concreto reforzado para resistir tensión axial, compresión axial, tensión y compresión por flexión, y esfuerzos inducidos por variación de temperatura y retracción de fraguado en el concreto.</p> <p>La cantidad de refuerzo longitudinal empleado en los elementos estructurales debe ser suficiente para resistir las cargas y fuerzas mayoradas, pero no puede ser menor que los valores mínimos ni mayor que los máximos dados para los diferentes tipos de elementos estructurales de concreto reforzado.</p> <p>Si la cantidad de refuerzo longitudinal calculado requerido para resistir las cargas y fuerzas mayoradas es menor que el valor mínimo admisible, debe usarse el valor mínimo. Si la cantidad excede el valor máximo admisible las dimensiones del elemento estructural deben modificarse apropiadamente.</p>		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.10 REFUERZO TRANSVERSAL</p> <p>El refuerzo transversal en elementos estructurales de concreto reforzado se coloca para resistir los esfuerzos cortantes y de torsión, confinar las barras a compresión contrarrestando la tendencia a pandear hacia afuera de las secciones y prevenir el desplazamiento del refuerzo longitudinal durante las operaciones de construcción. En zonas sísmicas, el refuerzo transversal colocado en zonas especiales brinda confinamiento al concreto sometido a deformaciones apreciables.</p> <p>La cantidad de refuerzo transversal empleado en los elementos estructurales debe ser suficiente para resistir las cargas mayoradas, pero no puede ser menos que los valores mínimos especificados.</p> <p>Si la cantidad necesaria calculada de refuerzo transversal es menor que el valor mínimo admisible, debe emplearse el valor mínimo. Si la cantidad necesaria calculada de refuerzo transversal es mayor que el valor máximo admisible, deben modificarse las dimensiones del elemento estructural apropiadamente.</p>		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
5.11 RESISTENCIA DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN		
5.11.1 General El cálculo de la resistencia de diseño de los elementos sometidos a flexión se debe realizar empleando los requisitos de 5.11. si la fuerza axial mayorada sobre el elemento P_u , es una fuerza a compresión que excede $(0.10 \cdot f'_c \cdot A_g)$ o produce tensión axial en el elemento, el cálculo de la resistencia de diseño se debe hacer usando los requisitos 5.12	C.10.3.5 — Para elementos no preesforzados en flexión y elementos no preesforzados con carga axial mayorada de compresión menor a $0.10f'_c A_g$, ϵ_t en el estado de resistencia nominal no debe ser menor a 0.004.	Se utiliza formulación igual para llegar a el cálculo de la resistencia de elemento sometidos a flexión en ambas normas.

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.11.2 Resistencia requerida a flexión</p> <p>La resistencia requerida a flexión, M_u, debida a las cargas mayoradas aplicadas a la estructura se debe determinar, según el tipo particular de elemento, a usando los requisitos de los capítulos 7 a 14.</p>		
<p>5.11.3 Resistencia mínima de diseño a flexión</p> <p>La resistencia nominal de diseño a flexión de la sección ($\Phi.M_n$) evaluada empleando los valores supuestos de las dimensiones, resistencia de los materiales y refuerzo, debe ser mayor o igual a la resistencia requerida a flexión, M_u:</p> <p>$\Phi.M_n \geq M_u$</p> <p>El refuerzo longitudinal debe colocarse cerca de la cara del elemento donde el momento flector produce tensión (véase la Fig. 5.7)</p>		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO

Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
 <p><i>Fig. 5.7 — Dimensiones de diseño para obtener la resistencia de diseño a flexión</i></p>		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
5.11.4 Resistencia de diseño a flexión para secciones rectangulares con refuerzo a tensión únicamente		
<p>5.11.4.1 Resistencia de diseño a flexión. Para una sección con solo refuerzo a tensión la resistencia a flexión en la sección se debe obtener mediante la ecuación (5- 2), con $\Phi = 0.90$ (Fig.5.8)</p> $\phi \cdot M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ y } a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (5-2)$		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
En losas, vigas, vigas maestras y viguetas se permite calcular la resistencia de diseño a flexión como se indica en los capítulos 7 a 14		
<p>5.11.4.2 Obtención del área de refuerzo a tensión por flexión. La cantidad (cuantía) de refuerzo a flexión formula, debe obtenerse usando la resistencia requerida a flexión, M_u, así:</p> $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \alpha - \sqrt{\alpha^2 - \left(\frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y} \right)} \quad \text{donde } \alpha = \frac{f'_c}{1.18 \cdot f_y} \quad (5-3)$		

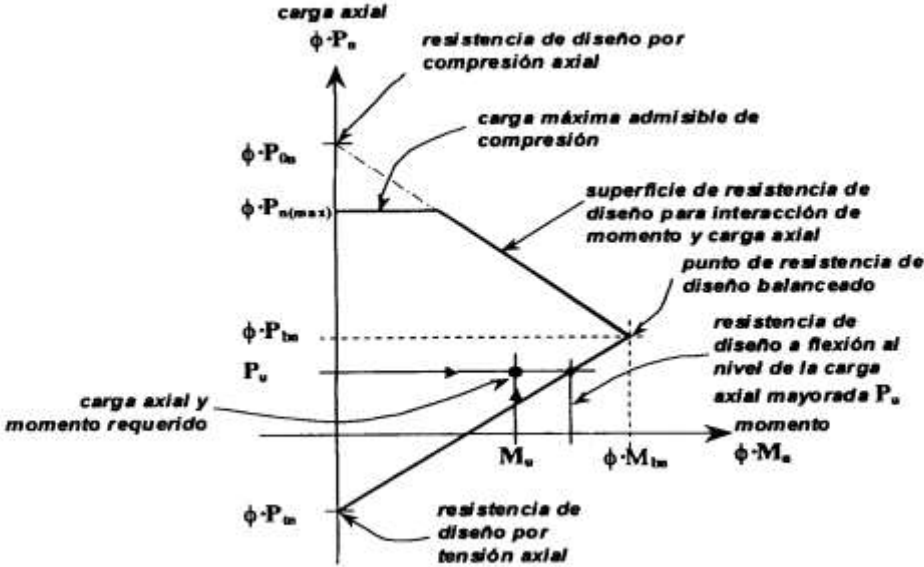
CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
Si el valor de ρ obtenido es menor que el mínimo admisible, ρ_{min} , establecidos en los capítulos 7 a 14, A_s se debe incrementar hasta cumplir con él. Si ρ obtenido es mayor que el máximo admisible, ρ_{max} , establecidos en los capítulos 7 a 14, se debe modificar las dimensiones del elemento haciendo las correcciones de peso propio apropiadas. Si el valor obtenido de ρ es mayor que cuantía ρ_{max} para vigas, vigas maestras y viguetas se debe explorar la posibilidad de utilizar refuerzo a compresión.		
5.12 RESISTENCIA DE MIEMBROS SOMETIDOS A CARGAS AXIALES CON O SIN FLEXION		
5.12.1 General El cálculo de la resistencia de diseño de las secciones de columnas o muros de concreto reforzado sometidos a cargas axiales con o sin flexión se debe realizar de acuerdo con los requisitos de 5.12		
5.12.2 Resistencia requerida para flexión combinada con carga axial La resistencia requerida por carga axial P_u , y la flexión que la acompaña, M_u debida a las cargas mayoradas aplicadas sobre la estructura, se debe determinar a partir de las consideraciones para cada tipo de elemento particular usando los requisitos de los capítulos 7 a 14.		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
5.12.3 Resistencia de diseño para compresión axial		
5.12.3.1 Resistencia de diseño para compresión axial sin flexión. La ecuación (5-4) debe usarse para determinar la resistencia de diseño por compresión axial sin flexión, $\Phi \cdot P_{on}$ $\Phi \cdot P_{on} = \Phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \right] \quad (5-4)$		
En la ecuación (5-4) debe usarse $\Phi=0.65$ para columnas con estribos y muros de concreto reforzado y $\Phi=0.70$ para columnas con refuerzo espiral.		
5.12.3.2 Resistencia máxima de diseño por carga axial La Resistencia de diseño por carga axial, $\Phi \cdot P_n$, en columnas y muros de concreto reforzado sometidos a compresión, con o sin flexión, no debe ser mayor que: <p>(a) Columnas con estribos y muros de concreto reforzado:</p> $\Phi \cdot P_{n(max)} \leq 0.80 \cdot \Phi \cdot P_{on} \quad (\text{con } \Phi = 0.65) \quad (5-5)$ <p>(b) Columnas con refuerzo en espiral:</p> $\Phi \cdot P_{n(max)} \leq 0.85 \cdot \Phi \cdot P_{on} \quad (\text{con } \Phi = 0.70) \quad (5-6)$		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.12.4 Resistencia balanceada para compresión axial con flexión</p> <p>5.12.4.1 Columnas cuadradas y rectangulares con estribos, y muros de concreto reforzado</p> <p>Los valores de carga axial $\Phi \cdot P_{bn}$, y momento, $\Phi \cdot M_{bn}$, En el punto de resistencia de diseño balanceada se deben determinar empleando las ecuaciones (5-7) y (5-8) respectivamente con $\Phi = 0.65$:</p> $\phi \cdot P_{bn} = \phi \cdot 0.42 \cdot f'_c \cdot h \cdot b \quad (5-7)$ $\phi \cdot M_{bn} = \phi \cdot P_{bn} \cdot 0.32 \cdot h + \phi \cdot [0.6 \cdot A_{se} + 0.15 \cdot A_{ss}] \cdot f_y \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) \quad (5-8)$		
<p>En la ecuación (5-8) el áreas total del refuerzo longitudinal, A_{st}, debe dividirse entre el área de las caras extremas, A_{se}, y área en las caras laterales, A_{ss}, de modo que $A_{se} + A_{ss} = A_{st}$ (Fig.5.9)</p>		
<p>5.12.4.2 Columnas cuadradas y rectangulares con estribos, y muros de concreto reforzado</p> <p>Los valores de carga axial $\Phi \cdot P_{bn}$, y momento, $\Phi \cdot M_{bn}$, En el punto de resistencia de diseño balanceada se deben determinar empleando las ecuaciones (5-9) y (5-10) respectivamente, con h tomado como el diámetro de la sección de la columna y $\Phi = 0.70$ (Fig.5.10):</p>		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
$\phi \cdot P_{bn} = \phi \cdot 0.5 \cdot f'_c \cdot A_c \quad (5-9)$ $\phi \cdot M_{bn} = \phi \cdot P_{bn} \cdot 0.2 \cdot h + \phi \cdot 0.6 \cdot A_{st} \cdot f_y \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) \quad (5-10)$		
<p>5.12.5 Resistencia de diseño para tensión axial sin flexión</p> <p>La resistencia de diseño por tensión axial sin flexión, $\Phi \cdot P_{tn}$, se debe determinar empleando la ecuación (5-11) con $\Phi=0.90$:</p> $\phi \cdot P_{tn} = \phi \cdot A_{st} \cdot f_y \quad (5-11)$		
<p>5.12.6 Resistencia para carga axial y flexión combinadas</p> <p>La resistencia por flexión en la sección del elemento, $(\Phi \cdot M_n)$, al nivel de la carga axial mayorada, P_u, debe ser mayor o igual que el mayor momento mayorado, M_u, que puede acompañar la carga axial mayorada, P_u como se describe en la ecuación (5-12)</p> $\Phi \cdot M_n \geq M_u$		

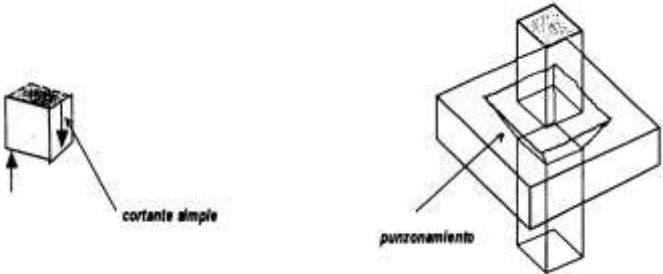
CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO

Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>El cumplimiento de la ecuación (5-12) debe realizarse verificando que las coordenadas de (M_u, p_u) en un diagrama de interacción de momentos vs carga axial que relacione $\phi \cdot M_n$ y $\phi \cdot P_n$ están dentro de la superficie de interacción resultante, sombreada en la Fig.5.11</p>  <p style="text-align: center;">Fig. 5.11 — Diagrama de interacción para $(\phi \cdot M_n, \phi \cdot P_n)$</p>		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>toda pareja de P_u y M_u que actúe sobre la sección de la columna debe cumplir con las siguientes condiciones:</p> $P_u \leq \phi \cdot P_{n(max)} \quad (5-13)$ $P_u \geq -(\phi \cdot P_{tn}) \quad (5-14)$ <p>Para valores de $P_u \geq \phi \cdot P_{bn}$:</p> $M_u \leq \phi \cdot M_n = \frac{(\phi \cdot P_{on}) - P_u}{(\phi \cdot P_{on}) - (\phi \cdot P_{bn})} \cdot (\phi \cdot M_{bn}) \quad (5-15)$ <p>Para valores de $P_u < \phi \cdot P_{bn}$:</p> $M_u \leq \phi \cdot M_n = \frac{P_u + (\phi \cdot P_{tn})}{(\phi \cdot P_{bn}) + (\phi \cdot P_{tn})} \cdot (\phi \cdot M_{bn}) \quad (5-16)$		
<p>5.12.7 Uso de diagramas de interacción</p> <p>Se puede emplear diagramas de interacción para columnas de fuentes reconocidas como autoridad en la materia, si se garantiza el uso apropiado de los factores de reducción de resistencia, Φ, establecidos en los requisitos esenciales.</p>		
<p>5.12.18 Resistencia a momento biaxial</p> $\frac{(M_u)_x}{(\phi \cdot M_n)_x} + \frac{(M_u)_y}{(\phi \cdot M_n)_y} \leq 1.0 \quad (5-17)$		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
5.13 RESISTENCIA DE ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS CORTANTES		
<p>5.13.1 General</p> <p>El cálculo de la resistencia de diseño de elementos sometidos a esfuerzos cortantes debe realizarse empleando los requisitos de 5.13 los requisitos esenciales cubren dos tipos de efectos cortantes:</p> <ul style="list-style-type: none"> (a) Cortante simple que acompaña los momentos flectores, y se presenta en vigas, vigas maestras, viguetas, losas macizas, y muros de concreto reforzado cerca de los apoyos y de las cargas concentradas, y (b) Punzonamiento o cortante en dos direcciones, que ocurre en losas macizas y zapatas, cerca de los apoyos y de las cargas concentradas. 		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO

Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p style="text-align: center;">  </p> <p style="text-align: center;">Fig. 5.13 — Cortante simple y punzonamiento</p> <p>otros tipos de efectos por cortante como: efectos especiales de vigas de gran altura, cortante por fricción empleado en el diseño de cornisas y ménsulas, y modelos de celosía, (strut-and-tie), están fuera de el alcance de los requisitos esenciales y en ese caso se deben emplear las normas de diseño de 1.4.</p>		
<p>5.13.2 Resistencia requerida por cortante</p> <p>La resistencia requerida para cortante, V_u, debida a las cargas mayoradas aplicadas a la estructura, se debe determinar para cada tipo de elemento particular usando los requisitos de los capítulos 7 a 14</p>		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.13.3 Resistencia de diseño para cortante- general</p> <p>La resistencia de diseño por cortante en la sección del elemento ($\Phi.V_n$), debe ser mayor o igual a la resistencia requerida, V_u, como se ve en la ecuación (5-18) con $\Phi=0.75$</p> <p>$\Phi.V_n \geq V_u$</p>	<p>C.11.1 — Resistencia al cortante</p> <p>C.11.1.1 — Salvo para elementos diseñados de acuerdo con el Apéndice A, el diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en $\Phi.V_n \geq V_u$ (C.11-1)</p>	
<p>5.13.4 Resistencia para cortante simple</p> <p>Los requisitos de 5.13.4 se deben aplicar al diseño de elementos sometidos a cortante simple. Se deben emplear los requisitos de 5.13.4.1 a 5.13.4.3</p>		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.13.4.1 localización de la sección crítica. Cuando la reacción de el apoyo, en la dirección del cortante aplicado, introduzca compresión en los extremos del elemento y no haya cargas concentradas entre la cara del apoyo y una distancia d medida desde la cara del apoyo para vigas, vigas maestras, viguetas, columnas, lozas y zapatas, se puede diseñar tal zona para la fuerza cortante mayorada, V_u, calculada a d del apoyo</p>		
<p>5.13.4.2 Cuando no se permite refuerzo a cortante. Cuando no se permita el uso de refuerzo a cortante, en los capítulos 7 a 14, la resistencia de diseño a cortante , Φ. V_n, debe calcularse usando la ecuación (5-19)</p> <p>Φ. V_n = Φ. V_c (5-19)</p> <p>La ecuación (5-19), Φ=0.75, Φ. V_c es la contribución del concreto a la resistencia de diseño a cortante.</p>		

CAPITULO 5 – REQUISITOS GENERALES DEL CONCRETO REFORZADO		
Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado	NSR-010	COMENTARIO
<p>5.13.4.3 Cuando se permite refuerzo a cortante. Cuando se permite el uso de refuerzo a cortante, en los capítulos 7 a 14 , la resistencia de diseño a cortante, $\Phi \cdot V_n$, debe calcularse usando la ecuación (5-20)</p> <p>$\Phi \cdot V_n = \Phi \cdot (V_c + V_s)$</p> <p>En la ecuación (5-20) $\Phi=0.75$, $\Phi \cdot V_c$ es la contribución del concreto a la resistencia de diseño a cortante, y $\Phi \cdot V_s$ es la contribución del refuerzo a cortante a la resistencia de diseño a cortante</p>	<p>$V_n = V_c + V_s$ (C.11-2)</p> <p>Donde V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionado por el concreto, calculada de acuerdo con C.11.2, C.11.3, o C.11.11 y V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante calculada de acuerdo con C.11.4, C.11.9.9 o C.11.11.</p>	

8.2. PROTOCOLO PROCEDIMENTAL PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 4 PISOS EN SISTEMA DE PÓRTICOS

Al realizar el diseño estructural teniendo en cuenta la matriz comparativa de los requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado (ACI318-02) y la Norma Colombiana de Sismo Resistencia (NSR 10), se hizo de la siguiente manera.

8.2.1. DEFINICIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

- (a) En este caso el sistema estructural con base a los planos arquitectónicos es para un edificio de 4 pisos aporticado. (ACI-318)
- (b) Verificación de las limitaciones dimensionales que establece el capítulo 1 de los requisitos esenciales. Los cuales deben cumplirse. (ACI-318)
- (c) Disposición general en planta

Tabla 18 – Explicación figura 12; Fuente: [Grupo investigador]

LUCES EN DIRECCIÓN X	
No. de eje	Luz (m)
1-2	3.57
2-3	3.38

Tabla 19 – Explicación figura 12; Fuente: [Grupo investigador]

LUCES EN DIRECCIÓN Y	
No. de eje	Luz (m)
A-B	3
B-C	2.65
C-D	3.1
D-E	2.8

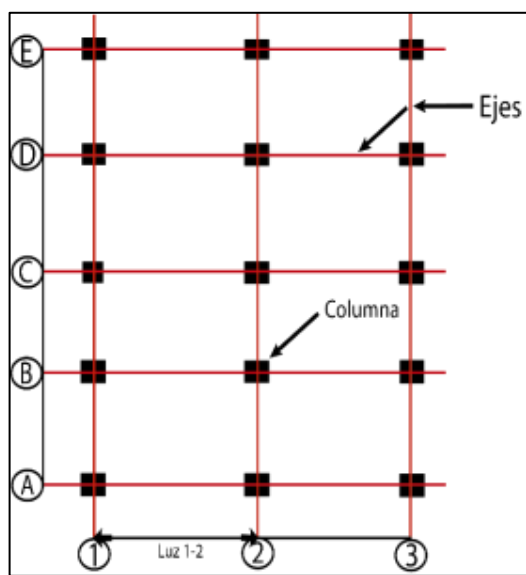


Figura 12 – Plano estructural de edificio a diseñar; Fuente: [Grupo investigador]

Tabla 20 – Altura de piso estructura; Fuente: [Grupo investigador]

PISO	ALTURA (m)
Cimentación	1
1	2.3
2	2.3
3	2.3
4	2.3

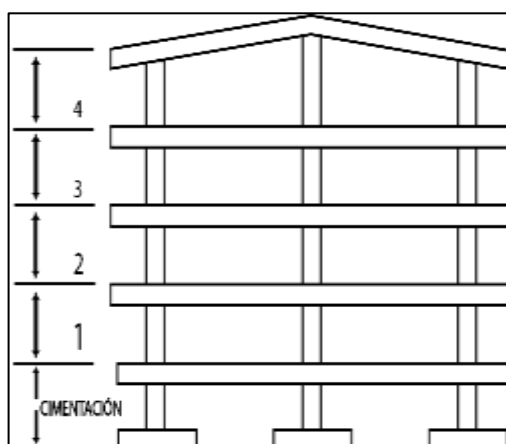


Figura 13 – Altura de piso ilustración; Fuente: [Grupo investigador]

(d) Determinación de la trayectoria de la carga:

En los ejes ilustrados en la disposición general en planta, las vigas gravitacionales paralelas en el eje x son las encargadas de distribuir las fuerzas a los elementos las cuales disiparan la energía por áreas aferentes.

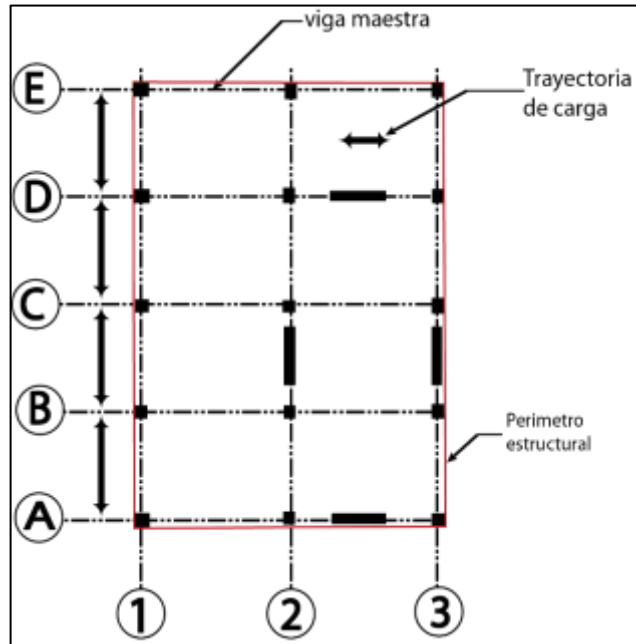


Figura 14 – Trayectoria de cargas en la estructura; Fuente: [Grupo investigador]

Material a utilizar:

- ✓ concreto estructural de $F_c = 21$ Mpa.
- ✓ acero de resistencia $F_y = 420$ Mpa.

8.2.2. DEFINICIÓN DE LAS CARGAS.

Tabla 21 - Determinación de la carga viva y muerta tabla; Fuente: (ACI-318)

CARGA MUERTA	CARGA VIVA REQUERIDA
Grupo R - Residencial, fachada y particiones de mampostería= 3.0 (KN/m ²)	Grupo R - Residencial, cuartos privados y sus corredores.= 2.2 (KN/m ²)
Afinado de piso y cubierta (KN/m ²) m ² de área en planta= 1.6 KN/m ² Carga entre piso= 1.7 kn/m ²	
CARGA MUERTA TOTAL= 4.6 (KN/m ²) CARGA CUBIERTA = 0.5 KN/m ²	CARGA VIVA = 2.2 (KN/m ²)

8.2.3. LOSA DE ENTRE PISO.

La losa que se diseña a continuación, es una placa fácil Santafé basada en las especificaciones dadas por la fuente. (Santa Fe, 2011)

Tabla 22 - Características bloquelón santafé; Fuente: (Santa Fe, 2011)

Dimensiones	Largo 80 cm Ancho 23 cm Alto 8 cm
Color	Terracota claro
Rendimiento estimado	4.87 unidades/m ²
Peso por unidad	11.5 kg
Peso por metro	56 kg/m ²



Figura 15 – Bloquelón Santafé; Fuente: (Santa Fe, 2011)

Tabla 23 – Características perfiles de entrepiso

Características	Perfil lamina abierta
Dimensiones	h= 9cm, b= 130
Peso	4.77 kg/ml
Espesor	1.5 mm
Rendimiento	1ml/m2
Acabado	Negro galvanizado
Calidad del acero	Hot-Rolled/RockwellB
Fy	Min 36000 psi
Luz máxima	3.8 m
Luz máxima sin apuntalamiento	2.5 m

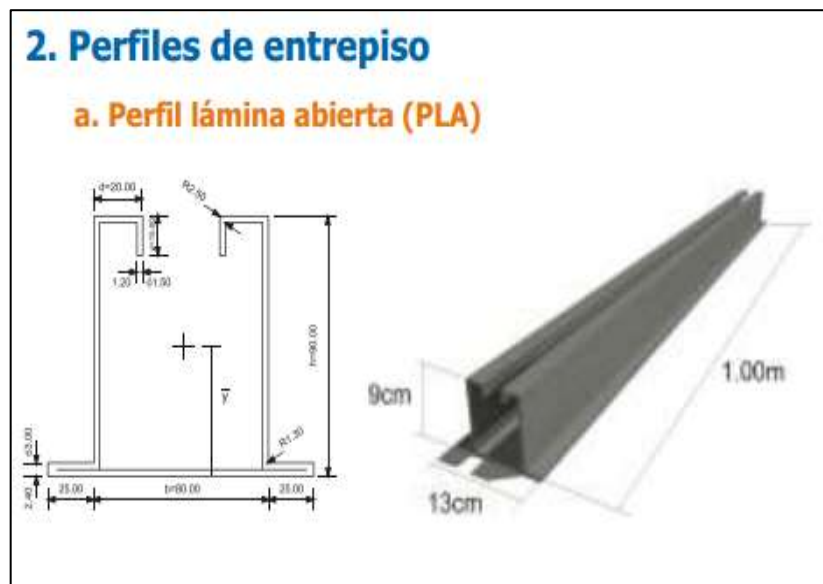


Figura 16 – Perfiles de entrepiso

Peso fachada y particiones = 3 kn/m2 (carga muerta)

Peso afinado piso = 1.6 kn/m2 (carga muerta)

Peso malla= 2 kg/m2

Peso perfil kg/m2= cantidad de perfiles * la luz (1-2)*peso del perfil /área

Peso perfil = $52 \times 3.8 \times 4.77 / 12 \times 3.8 = 20.67 \text{ kg m}^2$

Peso entrepiso = (peso perfil + peso concreto (4cm) + peso blóquelo + peso malla) / 100

Peso entre piso = $(20.67 + 90 + 56 + 2) / 100 = 1.7467 \text{ kn/m}^2$

Peso total entrepiso = $1.7467 + 1.6 + 3 = 6.535 \text{ kn/m}^2$

8.2.4. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS

- (a) Teniendo en cuenta que el área mínima para columnas y vigas es de 900 cm^2 (NSR-10) se asumen valores para las dimensiones de vigas y columnas que al ser multiplicados el área sea mayor a 900 cm^2 . Teniendo esta limitación se asume dimensiones como por ejemplo de 30 x 30 para vigas y columnas. se calcula el peso de la estructura teniendo en cuenta el peso de vigas, columnas, losa y cubierta.
- (b) Obteniendo el peso del edificio se calcula la fuerza horizontal equivalente.
- (c) Con la fuerza horizontal equivalente utilizando las fórmulas de wilbur se calcula la deformación, y se verifica la deformación la cual debe ser del 1% de la altura de piso, si esta deformación no cumple se cambian las dimensiones de las vigas y columnas.
- (d) Utilizando el software ETABS se chequea la deriva para verificar si cumplen las dimensiones.
- (e) También se calcula la dimensión basado en el lecturas previas. (Alama V. P.)

Tabla 24 – Peso estructura

Nivel	eje	columnas	vigas	W concreto
1	A,B,C,D,E,1,2,3	45 X 45	35 X 35	24 kn/m3
2	A,B,C,D,E,1,2,3	45 X 45	35 X 35	
3	A,B,C,D,E,1,2,3	40 X 40	30 X 30	
4	A,B,C,D,E,1,2,3	35 X 35	30 X 30	

8.2.3. CALCULO PESO DE LA ESTRUCTURA.

Se empieza calculando el peso propio de la estructura por cada nivel. Se suma el peso de las vigas, columnas, losa y en el último nivel se suma el peso de la cubierta, a continuación se realiza un ejemplo de cómo calcular el peso, de la misma forma se calculan todos los pesos.

8.2.3.1. PESO DE LAS VIGAS DEL 1 NIVEL

Vigas ejes A,B,C,D,E nivel 1

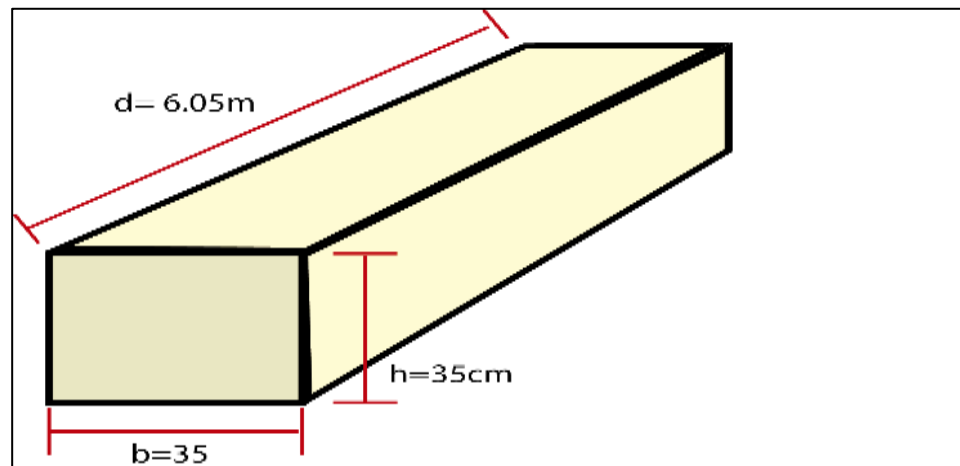


Figura 17 – Vista de sección viga; Fuente: [Grupo investigador]

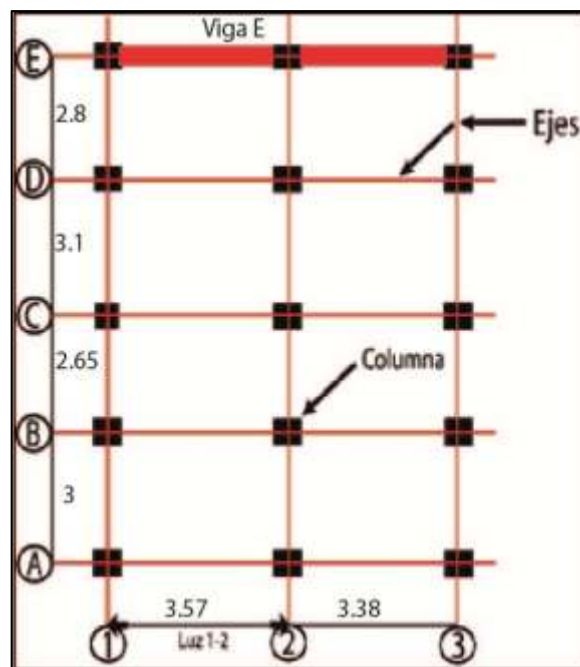


Figura 18 – Vista planta de plano; Fuente: [Grupo investigador]

Volumen x densidad x número de vigas

$b = 35\text{ cm}$

$h = 35\text{ cm}$

$$\text{Long} = 3.57\text{m} + 3.38\text{m} - 0.45\text{m} \times 2 = 6.05\text{m}$$

Long = 6.05m (es la longitud de la viga restando el ancho de la columna)

Densidad concreto = 24 kn/m³

De vigas = 5

$$\text{Peso vigas} = 0.35 \times 0.35 \times 6.05 \times 24 \times 5 = 88.94 \text{ kn}$$

Vigas ejes 1,2,3 nivel 1

B = 35 cm

h = 35 cm

$$\text{Long} = 3\text{m} + 2.65\text{m} + 3.1 + 2.8 - 0.45\text{m} \times 4 = 9.75 \text{ m}$$

Densidad concreto = 24 kn/m³

De vigas = 3

$$\text{Peso vigas} = 0.35 \times 0.35 \times 9.75 \times 24 \times 3 = 85.995 \text{ kn}$$

$$\text{TOTAL PESO VIGAS NIVEL 1} = 88.94 \text{ kn} + 85.995 \text{ kn} = 174.93 \text{ kn}$$

De esta forma se calcula el peso de las vigas de los demás niveles según sus dimensiones.

Tabla 25 – Peso vigas según dimensiones; Fuente: [Grupo investigador]

NIVEL	PESO VIGAS Kn
1	174.93
2	174.93
3	130.896
4	133.272

8.2.3.1. PESO DE COLUMNAS DEL 1 NIVEL

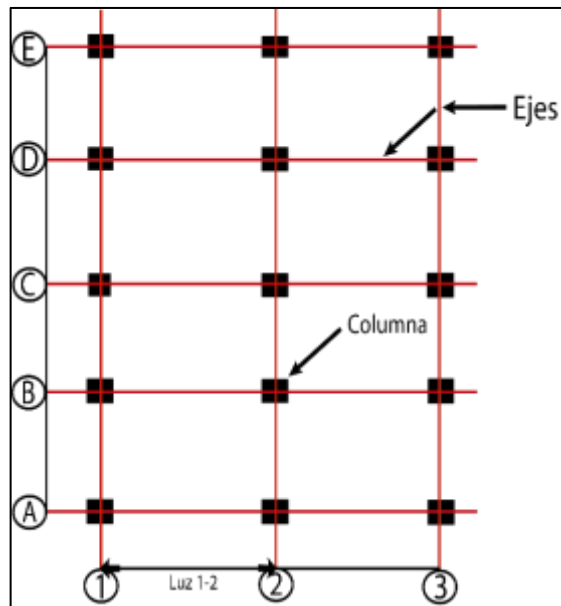


Figura 19 – Plano de columnas; Fuente: [Grupo investigador]

Volumen x densidad x número de columnas.

Columnas nivel 1

B = 45 cm

h= 45 cm

Long = 4.45m

Densidad concreto = 24 kn/m³

De columnas = 15

Peso columnas= $0.45 \times 0.45 \times 4.45 \times 24 \times 15 = 324.405 \text{ kn}$

De esta forma se calcula el peso de las columnas de los demás niveles según sus dimensiones, a continuación se muestra el resumen del cálculo de los pesos de las columnas en todos los niveles.

Tabla 26 – Cálculos de columnas en cada nivel; Fuente: [Grupo investigado]

NIVEL	EJES	B	H	LONGITUD COLUMNAS	# COLUMNAS	densidad	peso
1		0.45	0.45	4.45	15	24	324.405
2		0.45	0.45	2.3	15	24	167.67
3		0.4	0.4	2.3	15	24	132.48
4		0.35	0.35	3.45	15	24	152.145

8.2.3.2. PESO LOSA

Área de la losa x el peso entrepiso, calculado anteriormente para una placa fácil Santafé

Peso total entrepiso = 6.535 kn/m²

Peso losa de nivel 1 = 64.265 m² x 6.535 kn/m² = 407.87kn

Área losa = largo x ancho – áreas de vigas y columnas.

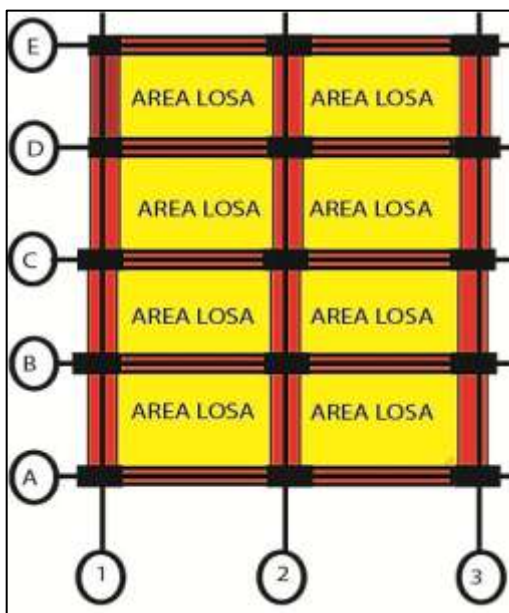


Figura 20 – Plano De área losa; Fuente: [Grupo investigador]

Tabla 27 – Peso losa en cada nivel; Fuente: [Grupo investigador]

NIVEL	ÁREA LOSA	PESO KN
1	64.265	407.870676
2	64.265	407.870676
3	65.64	416.597388
4	65.70	416.97819

8.2.3.3. PESO CUBIERTA

Largo = 12

Ancho = 7.4

Peso cubierta = 0.5 kn/m²

Peso cubierta = $(12 \times 7.4) \times 0.5 = 44.4$ kn

Teniendo los pesos se suman en cada nivel el peso de las vigas+columnas+losa, en el piso 4 se le aumenta el peso de la cubierta.

8.2.3.4. TOTAL PESO DE LA ESTRUCTURA POR NIVEL

Tabla 28 – Sumatoria de pesos de estructura; Fuente: [Grupo investigador]

NIVEL	PESO VIGAS	PESO COLUMNAS	PESO LOSA	PESO CUBIERTA	TOTAL PESO (KN)
1	174.93	324.405	407.87		907.205
2	174.93	167.67	407.87		750.47
3	130.9	132.48	416.6		679.98
4	133.27	152.15	416.97	44	702.39

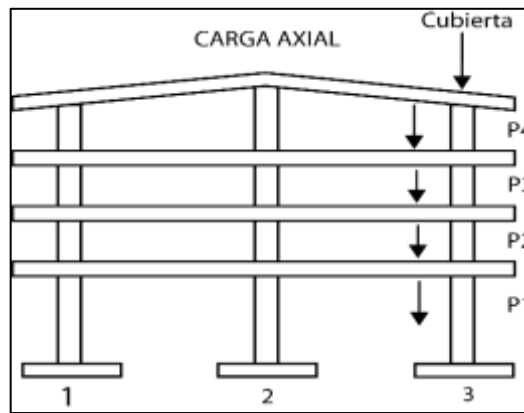


Figura 21 – Carga axial de la estructura; Fuente: [Grupo investigador]

8.2.4. CONTROL DE DERIVA.

Teniendo el peso de la edificación y con el espectro de diseño de la ciudad de Pereira que se encuentra ubicada en la zona 3, se halla la fuerza horizontal equivalente para utilizarla en las fórmulas de Wilbur y encontrar la deriva, también se utiliza el software Etabs para verificar la deriva y de esta forma comprobar si las dimensiones dadas cumplen para controlarla, además se calculan las dimensiones (Alama V. P.)

8.2.4.1. ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN SUPERFICIE DE PEREIRA

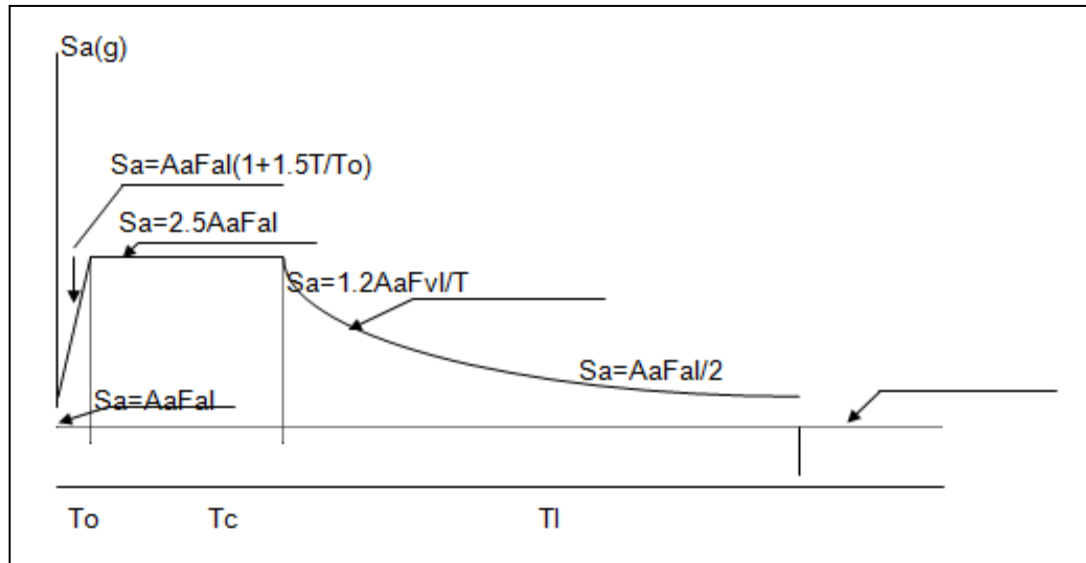


Figura 22 – Espectro de diseño en Pereira; Fuente: [Grupo investigador]

Coeficientes espectrales de diseño

Microzonificación Sísmica

Zona 3

$T_o = 0.10$

$T_c = 0.80$

$T_l = 4.00$

$A_a = 0.25$

$F_a = 1.44$

$F_v = 2.40$

(a) A_a . coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva.

(b) A_v . coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva.

(c) F_a , coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos, debida a los efectos del sitio, adimensional.

(d) F_v . coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios, debida a los efectos del sitio, adimensional.

8.2.4.2. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

- GRUPO I ESTRUCTURAS DE OCUPACIÓN NORMAL.

Tabla 29 – Coeficientes de importancia; Fuente: [Grupo investigador]

GRUPO DE USO	CORFICIENTE DE IMPORTANCIA, I
IV	1.5
III	1.25
II	1.1
I	1

Para la estructura en cuestión se tiene:

$$T_a = C_t h^\alpha$$

$$T_a = 0.047 \times (12.5)^{0.9}$$

$$T_a = 0.46 \text{ seg}$$

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Figura 23 – Valores de los parámetros C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a ; Fuente: (NSR-10, 2010)

Con el valor del periodo en el espectro de aceleraciones zona 3 municipio de pereira encontramos el valor del espectro de aceleraciones con la siguiente expresión:

$$S_a = 2.5 A_a F_a I$$

$$A_a = 0.25, F_a = 1.44 I = 1.0 \text{ Y } T = 0.46 \text{ Seg}$$

$$S_a = 0.9$$

A.4.3 — FUERZAS SÍSMICAS HORIZONTALES EQUIVALENTES

A.4.3.1 — El cortante sísmico en la base, V_s , equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a g M \quad (\text{A.4.3-1})$$

El valor de S_a en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la de la gravedad, leída en el espectro definido en A.2.6 para el periodo T de la edificación.

A.4.3.2 — La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel x , para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} V_s \quad (\text{A.4.3-2})$$

y

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (\text{A.4.3-3})$$

donde k es un exponente relacionado con el periodo fundamental, T , de la edificación de la siguiente manera:

- (a) Para T menor o igual a 0.5 segundos, $k = 1.0$,
- (b) Para T entre 0.5 y 2.5 segundos, $k = 0.75 + 0.5T$, y
- (c) Para T mayor que 2.5 segundos, $k = 2.0$.

Figura 24 – Extracto de la norma NSR-10; Fuente: (NSR-10, 2010)

• FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

Tabla 30 – Características edificio a diseñar; Fuente: [Grupo Investigador]

EDIFICIO PROYECTO DE GRADO			
ZONA 3			
	H	CT	Aa
	12.5	0.047	0.25
Ta=	0.46		

Tabla 31 – Características de la zona del edificio; Fuente: [Grupo investigador]

Aa	T	Fa	k	I	Sa
0.25	0.3000	1.44	1	1.0000	0.9000

Tabla 32 – Cálculos edificio; Fuente: [Grupo investigador]

PISO	ALTURA	PESO (KN)	$m \cdot x \cdot h^k$	$C_v x$	V_s	F_x	V	V/R
4	10.2	746.8	777.2816	0.377	2776	1048	1048	210
3	7.9	679.97	548.1391	0.266	2776	739	1786	357
2	5.6	750.47	428.8400	0.208	2776	578	2364	473
1	3.3	907.21	305.4891	0.148	2776	412	2776	555
	TOTAL	3084.45	2059.7498	1.000				

Teniendo el cortante (V) se divide entre los dos pórticos en ambas direcciones (eje x, eje y) se divide entre 3 y 5 la cantidad de pórticos en cada dirección ejemplo:

$$\frac{1048}{5} = 210$$

Tabla 33 – Valores del cortante en eje X, que actúa en la estructura; Fuente: [Grupo investigador]

5 (eje x)	nivel
210	4
357	3
473	2
555	1

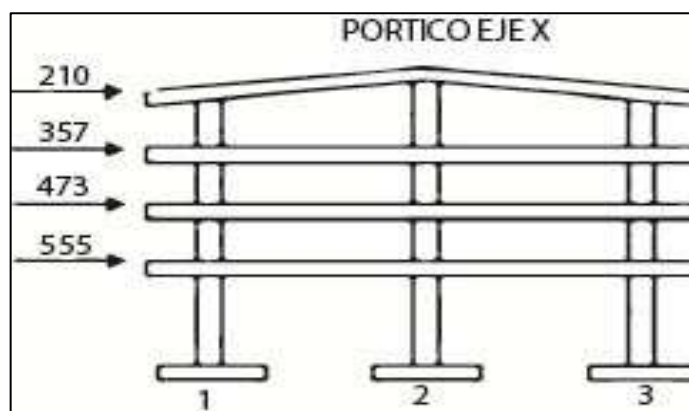


Figura 25 – Ilustración de fuerzas cortantes que actúan en la estructura (Eje X); Fuente: [Grupo investigador]

Tabla 34 - Valores del cortante en eje Y, que actúa en la estructura; Fuente: [Grupo investigador]

3 (eje y)	Nivel
349.2	4
595.4	3
788.1	2
925.3	1

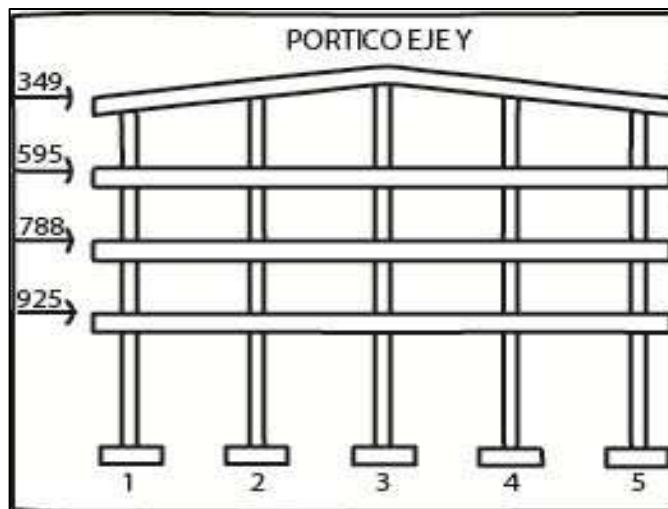


Figura 26 - Ilustración de fuerzas cortantes que actúan en la estructura (Eje Y); Fuente: [Grupo investigador]

8.2.5. WILBUR

Se chequea la deriva con las fórmulas de Wilbur el cual es un método aproximado, se comprueban los dos sentidos de los pórticos. La deformación no puede ser superior al 1% de la altura del piso. (NSR-10, 2010)

Para conocer la situación en que se encuentra la estructura en cada caso particular, se propone el empleo de un parámetro p , denominado índice de rotación, el cual se puede evaluar en cualquier piso y se define por la relación:

$$p = \frac{\sum I_v/l}{\sum \frac{I_c}{h}}$$

Donde:

$\sum I_v/l$ = suma de las rigideces relativas de las vigas de un cierto nivel.

$\sum I_c/h$ = suma de la rigidez relativa de la columna que se apoyan en las vigas antes mencionadas.

Las fórmulas de Wilbur para calcular las rigideces de piso solo son aplicables al caso de estructuras de corte, es decir pórticos regulares constituidos por elementos estructurales de momento de inercia constante. Estas fórmulas se basan en la siguiente hipótesis: (Instituto Nacional De Prevención Sísmica, 1987)

- ✓ Los giros en todos los nudos en el nivel de fundación, en donde puede suponerse empotramientos o articulación según el caso.
- ✓ El esfuerzo de corte en los dos pisos adyacentes al que se está analizando es igual a éste.

A partir de estas hipótesis resultan las siguientes expresiones:

- PRIMER PISO
 - ✓ Columnas empotradas en la fundación

$$K1 = \left[\frac{48E}{h1 \left[\frac{4h1}{\sum Kc1} + \frac{h1 + h2}{\sum Kv1 + \frac{\sum Kc1}{12}} \right]} \right]$$

✓ Columnas articuladas en la fundación

$$K1 = \frac{24E}{h1 \left[\frac{8h1}{\sum Kc1} + \frac{2h1 + h2}{\sum Kv1} \right]}$$

- SEGUNDO PISO

✓ Columnas empotradas en la fundacion

$$K2 = \frac{48E}{h2 \left[\frac{4h2}{\sum Kc2} + \frac{h1 + h2}{\sum Kv1 + \frac{\sum Kc1}{12}} + \frac{h2 + h3}{\sum Kv2} \right]}$$

✓ Columnas articuladas en la fundacion

$$K2 = \frac{48E}{h2 \left[\frac{4h2}{\sum Kc2} + \frac{2h1 + h2}{\sum Kv1} + \frac{h2 + h3}{\sum Kv1} \right]}$$

- PISOS INTERMEDIOS

$$K_n = \frac{48E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\sum K_{vm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum K_{vn}} \right]}$$

Donde:

K_n = Rigidez del piso n

K_{vn} = Rigidez relativa (I_v/I) de las vigas del nivel sobre el piso n

K_{cn} = Rigidez relativa (I_c/I) de las columnas del piso n

M, n, o = Indices que identifican 3 niveles consecutivos desde abajo hacia arriba

H_n = Altura de piso n (Instituto Nacional De Prevención Sismica, 1987)

- PÓRTICO EJE X

Tabla 35 – Cálculo de Wilbur para la estructura eje X; Fuente: [Grupo investigador]

NIVEL	E	L1	L2	L3	L4	L5	BV	HV	H	BC	AC	NC	IV	IC	ΣKC	ΣKV	KT	FH	Δ MM
1	20000	3570	3380	2E+113	2E+113	2E+113	350	350	3300	450	450	3	1.3E+09	1.03E+10	3106534.09	720262.526	29183.0958	555.2	19.025
2	20000	3570	3380	2E+113	2E+113	2E+113	350	350	2300	450	450	3	1.3E+09	3.42E+09	1485733.7	720262.526	22810.6493	472.86	20.730
3	20000	3570	3380	2E+113	2E+113	2E+113	300	300	2300	400	400	3	6.8E+08	2.13E+09	927536.232	388779.772	14834.1442	357.26	24.084
4	20000	3570	3380	2E+113	2E+113	2E+113	300	300	2300	350	350	3	6.8E+08	1.25E+09	543704.71	388779.772	10284.4415	209.51	20.372

- PÓRTICO EJE Y

Tabla 36 - Cálculo de Wilbur para la estructura eje Y; Fuente: [Grupo investigador]

NIVEL	E	L1	L2	L3	L4	L5	BV	HV	H	BC	AC	NC	IV	IC	ΣKC	ΣKV	KT	FH	Δ MM
1	20000	3200	2650	3100	3050	2E+113	350	350	3300	450	450	5	1.3E+09	3.42E+09	5177556.82	1676083.06	55873.32	925.34	16.56
2	20000	3200	2650	3100	3050	2E+113	350	350	2300	450	450	5	1.3E+09	3.42E+09	7428668.48	1676083.06	64985.08	788.1	12.13
3	20000	3200	2650	3100	3050	2E+113	300	300	2300	400	400	5	6.8E+08	2.13E+09	4637681.16	904707.892	42535.57	595.44	14.00
4	20000	3200	2650	3100	3050	2E+113	300	300	2300	350	350	5	6.8E+08	1.25E+09	2718523.55	904707.892	30796.47	349.19	11.34

Para el siguiente ejemplo como es una columna central se tienen en cuenta las áreas aferentes para una columna central.

Vigas = volumen de las 4 vigas que llegan a la columna C2 del 4 nivel por la densidad del concreto por dos (2), ya que también hay vigas para soportar la cubierta.

Columna = volumen de la columna por la densidad del concreto

Losa = área de las 4 losas aferentes * peso entrepiso por m²

Tabla 37 – Tabla De Elementos De Estructura; Fuente: [Grupo Investigador]

Nivel	Eje	columnas	vigas	W concreto	h
1	A,B,C,D,E,1,2,3	45 X 45	35 X 35	24 kn/m3	3.3
2	A,B,C,D,E,1,2,3	45 X 45	35 X 35		2.3
3	A,B,C,D,E,1,2,3	40 X 40	30 X 30		2.3
4	A,B,C,D,E,1,2,3	35 X 35	30 X 30		2.3

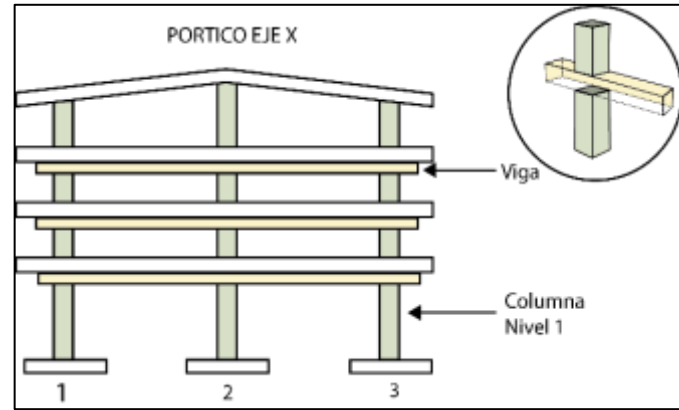


Figura 28 – Pórtico eje X; Fuente: [Grupo Investigador]

Peso total entrepiso = 6.535 kn/m^2

Carga viva = 2.2 kn/m^2

Columna C2 4 nivel (vigas= $0.5082\text{m}^3 * 24 \text{ kn/m}^3 * (2) = 24.39\text{kn}$) + (columna= $(2.3*0.35\text{m}*0.35\text{m}*24 \text{ kn/m}^3 = 6.762\text{Kn})$) + (losa= $8.172\text{m}^2 * 6.35 \text{ kn/m}^2 = 51.86 \text{ kn}$) = 83.02 kn .

(losa= $8.172\text{m}^2 * 2.2 \text{ kn/m}^2$) = 17.97 kn

Al peso que se obtiene en el nivel inferior se le suma el peso acumulado en el piso superior.

Columna C2 3 nivel (vigas= $0.499\text{m}^3 * 24 \text{ kn/m}^3 = 11.98\text{kn}$) + (columna= $(2.3*0.4\text{m}*0.4\text{m}*24 \text{ kn/m}^3 = 8.83\text{Kn})$) + (losa= $8.172 \text{ m}^2 * 6.37 \text{ kn/m}^2 = 51.86 \text{ kn}$) = $72.68 \text{ kn} + 83.02$ (peso anterior) = 155.70 kn

(losa= $8.172 \text{ m}^2 * 2.2 \text{ kn/m}^2$) = $17.97 + 17.97 = 35.94 \text{ kn}$

Columna C2 2 nivel (vigas= $0.67\text{m}^3 * 24 \text{ kn/m}^3 = 16.02\text{kn}$)+ (columna= $(2.3*0.45\text{m}*0.45\text{m}*24 \text{ kn/m}^3 = 11.178\text{Kn})$)+
 (losa= $8.172 \text{ m}^2 \times 6.37 \text{ kn/m}^2 = 51.86 \text{ kn}$) = $79.06 + 155.70 \text{ kn}$ (peso anterior) = 234.76

(losa= $8.172 \text{ m}^2 \times 2.2 \text{ kn/m}^2$)= $17.97 + 35.94 = 53.92 \text{ kn}$

Columna C2 1 nivel vigas= $(0.67\text{m}^3 * 24 \text{ kn/m}^3 = 16.02\text{kn})$ + (columna= $(3.3*0.45\text{m}*0.45\text{m}*24 \text{ kn/m}^3 = 16.038\text{Kn})$)+
 (losa= $8.172 \text{ m}^2 \times 6.37 \text{ kn/m}^2 = 51.86 \text{ kn}$) = $83.92 + 234.76 \text{ kn}$ (peso anterior) = 318.68

(losa= $8.172 \text{ m}^2 \times 2.2 \text{ kn/m}^2$)= $17.97 + 53.92 = 71.9 \text{ kn}$

Teniendo el peso que baja por la columna en cada nivel se puede calcular el área necesaria (Alama), y así encontrar la dimensión para las columnas.

Tabla 38 – Cálculo para dimensiones de columnas; Fuente: [Grupo investigador]

COLUMNA C2	Carga muerta kn	Carga viva kn	Carga total kn	Esfuerzo	$A = C/E$ mm^2	$B = \sqrt{A}$ (mm)
4 nivel	83.02	17.97	101	30 kg/cm^2	3367	184
3 nivel	155.70	35.94	191.64	30 kg/cm^2	63880	253
2 nivel	234.76	53.92	288.68	30 kg/cm^2	96227	310.
1 nivel	318.68	71.9	390.58	30 kg/cm^2	130193	361

8.2.6. RESISTENCIA REQUERIDA A FLEXIÓN EN VIGAS DE PÓRTICOS

- PORTICO EJE X

Momento positivo vanos exteriores: $M_u^+ = \frac{W_u \cdot \lambda_u^2}{14} + \frac{\lambda_u}{6} \cdot \sum P_u$	(8-40)
vanos interiores: $M_u^+ = \frac{W_u \cdot \lambda_u^2}{16} + \frac{\lambda_u}{7} \cdot \sum P_u$	(8-41)
Momento negativo en los apoyos cara interior de la columna o muro perpendicular exterior: $M_u^- = \frac{W_u \cdot \lambda_u^2}{16} + \frac{\lambda_u}{10} \cdot \sum P_u$	(8-42)
cara exterior de la primera columna o muro perpendicular interior, dos luces: $M_u^- = \frac{W_u \cdot \lambda_u^2}{9} + \frac{\lambda_u}{6} \cdot \sum P_u$	(8-43)

Figura 29 – Momentos en los apoyos; Fuente: (ACI-318)

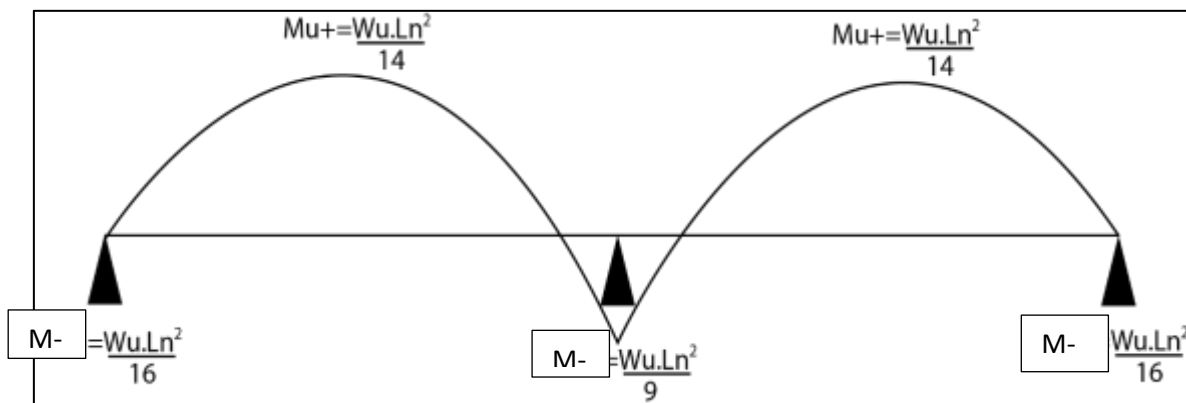


Figura 30 – Momentos máximos; Fuente: [Grupo Investigador]

- MOMENTO POSITIVO

Con las anteriores fórmulas se encuentran los momentos positivos para las cargas de servicio, dependiendo de la estructura se utiliza la ecuación (8-40). Donde la $\sum P_u = 0$, ya que no se tienen en cuenta cargas verticales en el edificio.

VIGA (A 1-2) nivel 4

CARGA MUERTA = peso viga + peso de la losa

$$\text{Peso viga} = 0.3\text{m} \cdot 0.3\text{m} \cdot 24\text{kn/m}^3 = 2.16 \text{ kn/m}$$

$$\text{Peso losa} = 1.5\text{m} \cdot 6.35\text{kn/m}^2 = 9.525 \text{ kn/m}$$

$$\text{CM} = 9.525 + 2.16 = 11.685 \text{ kn/m}$$

$$\text{CV} = 2.2 \text{ kn/m}^2 \cdot 1.5\text{m} = 3.3 \text{ kn/m}$$

$$\text{Wu} = 1.2 \cdot \text{CM} + (1.6) \cdot \text{CV}$$

$$\text{Wu} = 1.2 \cdot 11.685 + 1.6 \cdot 3.3 = 19.302 \text{ kn/m}$$

$$\text{Ln} = 3.57 - 0.35 = 3.22\text{m}$$

$$\text{Mu}(+) = \frac{19.302 \cdot 3.22^2}{14} = 14.29$$

- MOMENTO NEGATIVO

Con las anteriores formulas se encuentran los momentos negativos para las cargas de servicio, dependiendo de la estructura se utiliza la fórmula adecuada en este caso para los momentos positivos se utilizará la formula (8-42)y (8-43). Donde la $\sum Pu = 0$ ya que no se tienen en cuenta cargas verticales en el edificio.

VIGA (A 1-2) nivel 4

$$\text{Wu} = 19.302 \text{ kn (obtenido anteriormente)}$$

$$\text{Ln} = 3.22\text{m}$$

$$\text{Mu}(-) = \frac{19.302 \cdot 3.22^2}{9} = 22.23$$

$$\text{Mu}(-) = \frac{19.302 \cdot 3.22^2}{16} = 12.50$$

- RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN

Es la resistencia que soporta la estructura la cual debe ser mayor a la resistencia hallada anteriormente, los valores de As que se dan deben cumplir con la cuantía mínima = 0.0033.

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ y } a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Con la formula anterior se encontrarón los siguientes valores:

$$\phi = 0.90$$

$$\text{As} = 258 \text{ (2 varillas \# 4) (ACI-318)}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

$$F_c = 21 \text{ MPa}$$

$$b = 300$$

$$d = 260$$

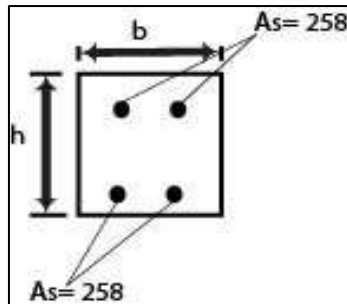


Figura 31 – Ilustración de separación entre varillas; Fuente [Grupo investigador]

$$Mu = 0.90 * 258 * 420 \left(260 - \frac{20.23}{2} \right) = \frac{24369526}{1000000} = 24.36$$

$$24.36 \geq 14.29 \text{ M}(+)$$

$$24.36 \geq 22.23 \text{ M}(-)$$

La resistencia de diseño es mayor al momento generado por las cargas de servicio, esto quiere decir que las dimensiones y el As utilizado resistirán las cargas y el acero positivo y negativo serán 2 varillas # 4. Para el ejemplo, hay que comprobar también que el valor este entre la cuantía mínima de 0,0033 y 0.0135.

$$\rho_{\min} = 0.0033$$

5.11.4.2 — Obtención del área de refuerzo a tensión por flexión. La cantidad (cuantía) de refuerzo a flexión, $\rho = A_s / (b \cdot d)$, debe obtenerse usando la resistencia requerida a flexión, M_u , así:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \alpha - \sqrt{\alpha^2 - \left(\frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \cdot \frac{2 \cdot \alpha}{f_y} \right)} \quad \text{donde} \quad \alpha = \frac{f'_c}{1.18 \cdot f_y} \quad (5-3)$$

Figura 32 – Formula de obtención de área de refuerzo; Fuente: (ACI-318)

$$\rho = \frac{258}{300 * 260} = 0.00330$$

De esta forma se revisa la cuantía para todas las vigas, revisando que el valor este en el rango anteriormente mencionado.

- **DETALLE REFUERZO VIGA A 1-2 , A 2-3 (ACI-318)**

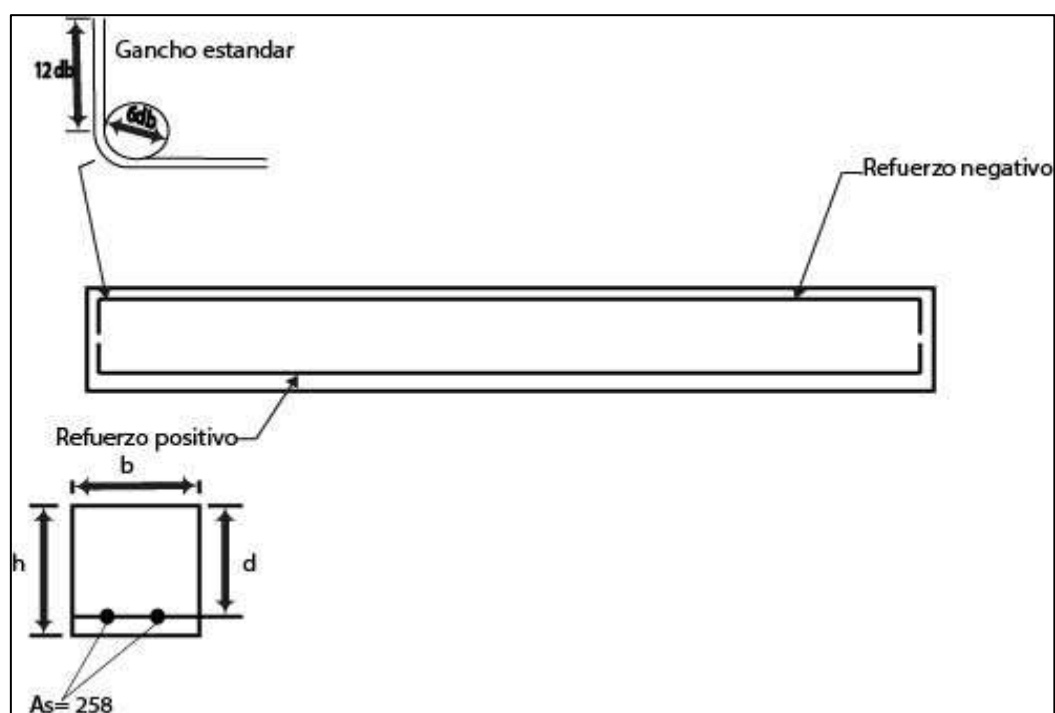


Figura 33 – Detalle de refuerzo de viga; Fuente: [Grupo investigador]

Tabla 39 – Tabla de refuerzos + y - ; Fuente: [Grupo investigador]

NIVEL 4	REFUERZO +	REFUERZO -	MOMENTO +	MOMENTO -
A 1-2	(2#4)258	(2#4)258	24.37	24.37
A 2-3	(2#4)258	(2#4)258	24.37	24.37
B 1-2	(3#4)387	(2#5+1#4)527	35.81	47.68
B 2-3	(2#4)258	(2#5)398	24.37	36.77
C 1-2	(3#4)387	(2#5+1#4)527	35.81	47.68
C 2-3	(2#4)258	(2#5)398	24.37	36.77
D 1-2	(3#4)387	(2#5+1#4)527	35.81	47.68
D 2-3	(2#4)258	(2#5)398	24.37	36.77
E 1-2	(2#4)258	(2#4)258	24.37	24.37
E 2-3	(2#4)258	(2#4)258	24.37	24.37
NIVEL 3	REFUERZO +	REFUERZO -	MOMENTO +	MOMENTO -
A 1-2	(2#4)258	(2#4)258	24.37	24.37
A 2-3	(2#4)258	(2#4)258	24.37	24.37
B 1-2	(3#4)387	(2#5+1#4)527	35.81	47.68
B 2-3	(2#4)258	(2#5)398	24.37	36.77
C 1-2	(3#4)387	(2#5+1#4)527	35.81	47.68
C 2-3	(2#4)258	(2#5)398	24.37	36.77
D 1-2	(3#4)387	(2#5+1#4)527	35.81	47.68
D 2-3	(2#4)258	(2#5)398	24.37	36.77
E 1-2	(2#4)258	(2#4)258	24.37	24.37
E 2-3	(2#4)258	(2#4)258	24.37	24.37
NIVEL 2	REFUERZO +	REFUERZO -	MOMENTO +	MOMENTO -
A 1-2	(2#4)258	(2#4)258	29.38	24.37

A 2-3	(2#4)258	(2#4)258	29.38	24.37
B 1-2	(3#4)387	(2#5+1#4)527	43.45	47.68
B 2-3	(2#4)258	(2#5)398	29.38	36.77
C 1-2	(3#4)387	(2#5+1#4)527	43.45	47.68
C 2-3	(2#4)258	(2#5)398	29.38	36.77
D 1-2	(3#4)387	(2#5+1#4)527	43.45	47.68
D 2-3	(2#4)258	(2#5)398	29.38	36.77
E 1-2	(2#4)258	(2#4)258	29.38	24.37
E 2-3	(2#4)258	(2#4)258	29.38	24.37
NIVEL 1	REFUERZO +	REFUERZO -	MOMENTO +	MOMENTO -
A 1-2	(2#4)258	(2#4)258	29.38	24.37
A 2-3	(2#4)258	(2#4)258	29.38	24.37
B 1-2	(3#4)387	(2#5+1#4)527	43.45	47.68
B 2-3	(2#4)258	(2#5)398	29.38	36.77
C 1-2	(3#4)387	(2#5+1#4)527	43.45	47.68
C 2-3	(2#4)258	(2#5)398	29.38	36.77
D 1-2	(3#4)387	(2#5+1#4)527	43.45	47.68
D 2-3	(2#4)258	(2#5)398	29.38	36.77
E 1-2	(2#4)258	(2#4)258	29.38	24.37
E 2-3	(2#4)258	(2#4)258	29.38	24.37

- PORTICO EJE Y (ACI-318)

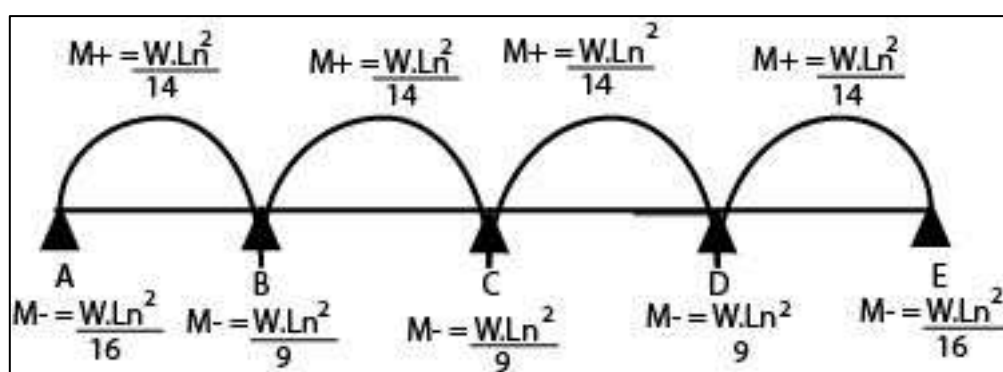


Figura 34 – Momentos máximos y empotramiento en viga; Fuente:[Grupo investigador]

En el pórtico (y) se utiliza el acero para una cuantía mínima de 0.0033, ya que las vigas soportan su propio peso y las vigas maestras

Tabla 40 – Tabla con refuerzos y cuantía de acero; Fuente: [Grupo investigador]

NIVEL 4	REFUERZO +	REFUERZO -	CUANTÍA	NIVEL 3	REFUERZO +	REFUERZO -	CUANTÍA
A 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	A 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
A 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	A 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
B 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	B 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
B 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	B 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
C 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	C 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
C 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	C 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
D 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	D 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
D 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	D 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
E 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	E 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
E 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	E 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
NIVEL 2	REFUERZO +	REFUERZO -	CUANTÍA	NIVEL 1	REFUERZO +	REFUERZO -	CUANTÍA
A 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	A 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
A 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	A 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
B 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	B 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
B 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	B 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
C 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	C 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
C 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	C 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
D 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	D 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
D 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	D 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
E 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	E 1-2	(2#4)258	(2#4)258	0.0033
E 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033	E 2-3	(2#4)258	(2#4)258	0.0033

8.2.7. RESISTENCIA REQUERIDA A CORTANTE EN VIGAS DE PÓRTICOS.

- VIGA (A 1-2) nivel 4

<p>cara exterior primera columna interior:</p> $V_u = 1.15 \cdot \frac{W_u \cdot \lambda_n}{2} + 0.80 \cdot \sum P_u$	(8-47)
<p>caras de otras columnas:</p> $V_u = \frac{W_u \cdot \lambda_n}{2} + 0.75 \cdot \sum P_u$	(8-48)
<p>apoyos de voladizos de vigas:</p> $V_u = W_u \cdot \lambda_n + \sum P_u$	(8-49)

Figura 35 – Resistencia requerida a cortante en vigas y pórticos; (ACI-318)

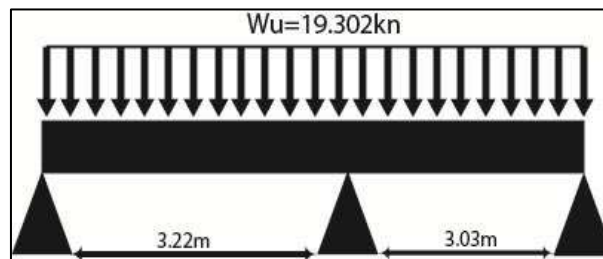


Figura 36 – Carga distribuida entre apoyos; Fuente: [Grupo investigador]

$W_u = 19.302 \text{ kn}$

$L_n = 3.22 \text{ m}$

$$V_u = 1.15 \cdot \frac{19.302 \text{ kn} \cdot 3.22}{2} = 35.73$$

$$V_u = \frac{19.302 \text{ kn} \cdot 3.22}{2} = 31.07$$

$W_u = 19.302 \text{ kn/m}$

$L_n = 3.03 \text{ m}$

$$V_u = 1.15 \cdot \frac{19.302 \text{ kn} \cdot 3.03}{2} = 33.62$$

$$V_u = \frac{19.302 \text{ kn} \cdot 3.03}{2} = 29.24$$

Tabla 41 – Características de vigas; Fuente: [Grupo investigador]

viga	Wu (kn)	Ln (m)	Vu= 1.15*(Wu*Ln/2)	Vu= (Wu*Ln/2)
A1-2	19.302	3.22	35.73	31.07
A2-3	19.302	3.03	31.07	29.24

8.2.8. RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot (V_c + V_s)$$

Contribucion del concreto a la resistencia de diseño a cortante

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \left[\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Tabla 42 – Características de vigas; Fuente: [Grupo investigador]

viga	Φ	F'_c	d	Bw	$\Phi \cdot V_c$
A1-2	0.75	420	260	300	44.68
A2-3	0.75	420	260	300	44.68

Contribución del refuerzo transversal a la resistencia al cortante

$$\phi \cdot V_s = \phi \cdot \left[\frac{A_v \cdot f_{ys} \cdot d}{s} \right]$$

Tabla 43 - Características de vigas; Fuente: [Grupo investigador]

viga	Φ	F_{ys}	d	$S = d/4$	A_v	$\Phi \cdot V_s$
A1-2	0.75	420	260	65	142	178.92
A2-3	0.75	420	260	65	142	178.92

As minimo = varilla # 3 = 71 mm²

S = 260 / 4 = 65mm (ACI.11.5.2.3)

$\Phi = 0.75$

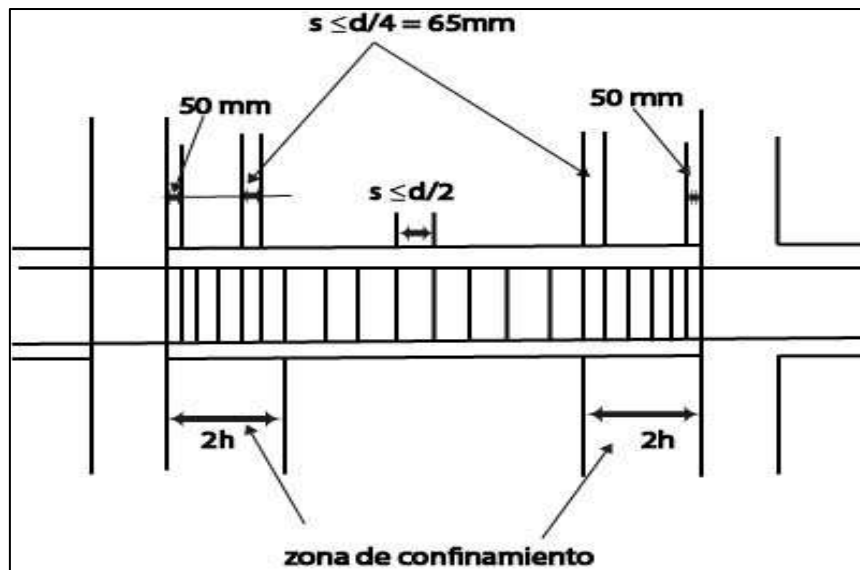


Figura 37 – Zona de confinamiento; Fuente: [Grupo investigador]

8.2.9. COLUMNAS

El área de las columnas no puede ser menor a 900 cm^2 . (NSR-10)

Para el diseño de las columnas se inicia realizando un diagrama de interacción

- DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS DE CONCRETO.

El diagrama de interacción al nivel de resistencia es el lugar geométrico de los valores de momento y fuerza axial para la columna donde la fibra de máxima compresión tiene una deformación unitaria $\epsilon_c = 0.003$. (ACI-318)

La cuantía de diseño, en columnas debe estar entre el 1% y el 4%, valores superiores al 3% constituye una solución poco económica. (NSR-10, 2010)

- EJEMPLO DE CÁLCULO DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

COLUMNA NIVEL 1 $h = 45 \text{ cm}$ de alto $b = 45 \text{ cm}$ de ancho.

El diagrama se calcula para momentos alrededor del eje de mayor inercia, que en este caso son iguales. Los materiales y características de la sección son los siguientes.

- Resistencia del Acero.

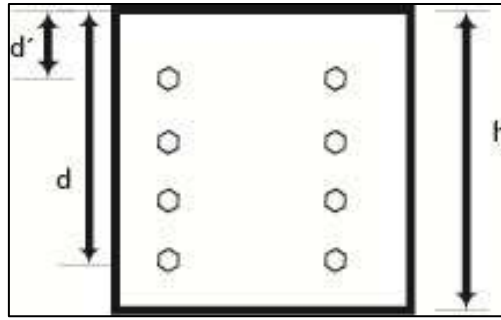


Figura 38 – Ilustración de columna; Fuente: [Grupo investigador]

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

Resistencia de Concreto.

$$F_c = 21 \text{ MPa}$$

$$A_{sc} = 1\% \cdot 450 \text{ mm} \cdot 450 \text{ mm} = 2025 \text{ mm}^2$$

8 varilla # 6

Area total de acero:

$$A_{st} = 8 \cdot 284 = 2272 \text{ mm}^2$$

Cuantía

$$\rho = A_{st} / (b \cdot h) = 2272 / (45 \cdot 45) = 0.0112$$

Módulo de elasticidad del acero

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Deformación unitaria de fluencia del acero:

$$E_y = F_y / E_s = 420 / 200000 = 0.0021$$

Valor de β_1

$$\beta_1 = 0.85$$

Punto de Máxima carga Axial – P_0

$$P_0 = 0.85 F_c (A_g - A_s) + A_s \cdot F_y \text{ (ACI-318)}$$

$$= 0.85 \cdot 21 (450 \cdot 450 - 2272) + 2272 \cdot 420$$

$$= 4528 \text{ kn}$$

$$P_{oultimo} = 0.80 \cdot 0.65 \cdot P_0$$

$$P_{oultimo} = 0.80 \cdot 0.65 \cdot 4528 = 2354.7$$

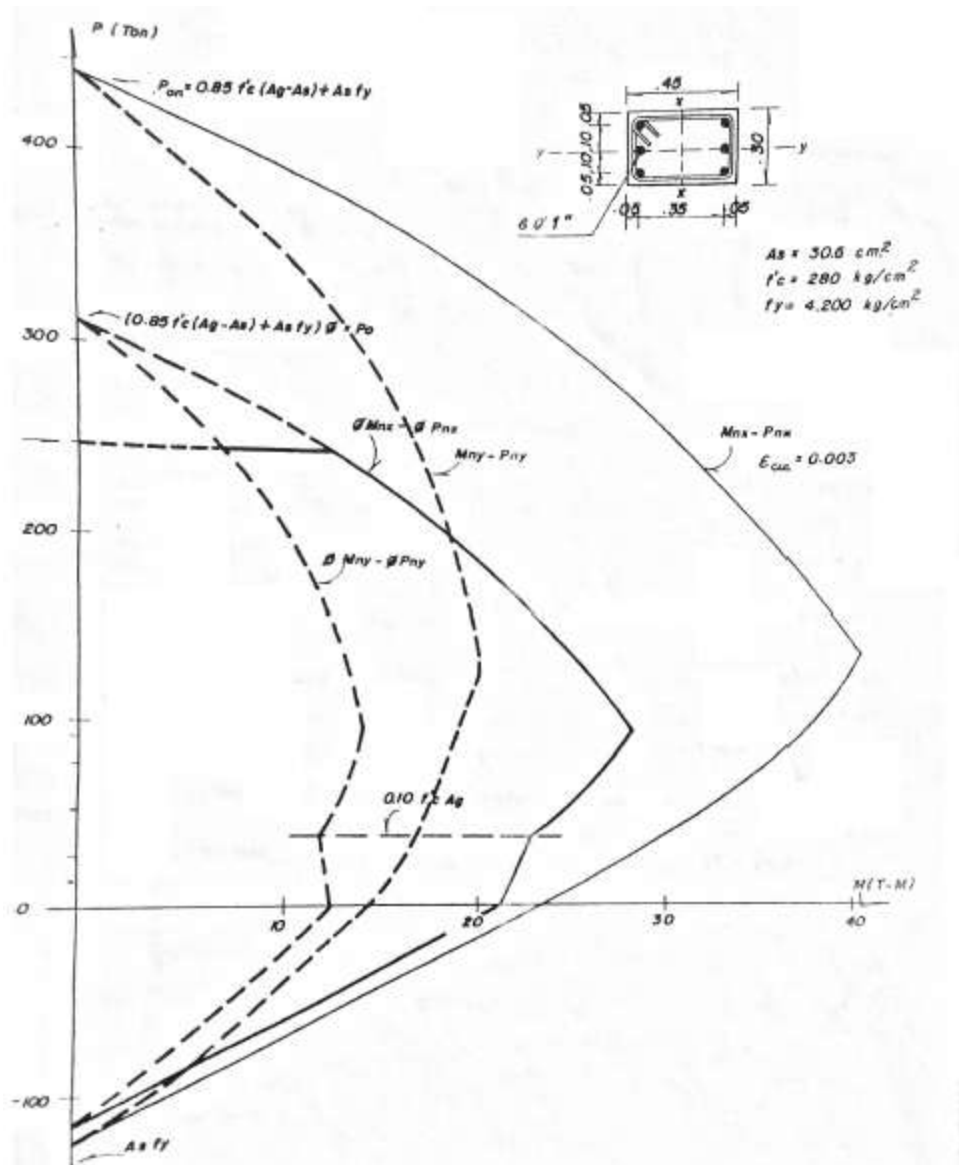


Figura 39 - Diagrama de interacción; Fuente: [Grupo Investigador]

En la Figura 39 se muestra la disposición de la línea de deformaciones en la sección. A la izquierda de las barras del lado de tensión están sometidas a una deformación unitaria igual a la de fluencia del acero. En la fibra del lado derecho se tiene una deformación unitaria de 0.003 en compresión.

La profundidad del eje neutro, c , se determina de la siguiente relación obtenida de la línea de deformaciones:

$$\frac{c}{0.003} = \frac{40}{\epsilon_y + 0.003}$$

Por lo tanto despejando c :

$$c = \frac{0.003 * 410}{0.0021 + 0.003} = 241.17 \text{ mm}$$

La deformación unitaria del acero a compresión se obtiene de la siguiente relación de deformaciones:

$$\frac{E's}{c-4} = \frac{0.003}{c}$$

Por lo tanto:

$$E's = 0.003 - \frac{0.6035}{241.17} = 0.0025 > E_y$$

El acero de la zona a compresión ha fluido y su esfuerzo es igual a f_y . Tomando en cuenta estos resultados se obtienen las fuerzas resistentes de la sección.

Tensión total en el acero es:

$$T_s = A_s * F_y = 1136 * 420 = 477.12 \text{ kn}$$

La compresión total en el acero es:

$$C_s = A's * F_y = 1136 * 420 = 477.12 \text{ kn}$$

La compresión total en el concreto:

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85 * \beta_1 * c * b * f'_c \\ &= 0.85 * 0.85 * 241.17 * 450 * 21 = 1646.6 \text{ kn} \end{aligned}$$

Así se puede calcular la carga axial que es:

$$\begin{aligned} P_b &= C_c + C_s - T_s \\ &= 1646 + 477.12 - 477.12 = 1646 \text{ kn} \end{aligned}$$

$$P_u = 0.80 * 0.65 * 1646 = 856 \text{ kn}$$

8.2.9.1. MOMENTO

El momento se calcula con respecto al centroide de la sección de la columna. Es importante anotar que el punto con respecto al cual se toman momentos debe ser el mismo alrededor del cual se están evaluando los momentos en el análisis de la estructura.

$$\begin{aligned} M_b &= (T_s + C_s) * \left(\frac{450}{2}\right) + \left(C_c \left(\frac{450}{2} - \left(\beta_1 * \frac{c}{2}\right)\right)\right) \\ M_b &= 2(477.12) * \left(\frac{450}{2}\right) + \left(1646 \left(\frac{450}{2} - \left(0.85 * \frac{241.17}{2}\right)\right)\right) \end{aligned}$$

$$Mb = 378449 \text{ kn.mm} = 378 \text{ kn.m}$$

Punto de máxima tensión (Pot)

Corresponde a todo el acero fluyendo en tensión:

$$Pot = -Ast * Fy = -2272 * 420 = -954.24 \text{ kn}$$

$$Pu = 0.80 * 0.65 * 4528 = 2354.7$$

8.2.9.2. RESUMEN DE RESULTADOS

- Eje x

Tabla 44 – Resultados en eje X; Fuente: [Grupo Investigador]

Columnas	45cm x 45cm	40cm x 40cm	35cm x 35cm
% cuantía	1%	1%	1%
acero	8 # 6	6 # 6	4 # 6 y 2 #5
Ast	2272	1704	1536
d'	40 mm	40 mm	40 mm
Cb	241.2 mm	211.8 mm	182.4mm
pu	856 kn	668 kn	504 kn
Mu	378 kn.m	166 kn.m	118 kn.m

- Eje y

En el sentido del eje y es necesario dejar el refuerzo en el centro de gravedad de la siguiente forma:

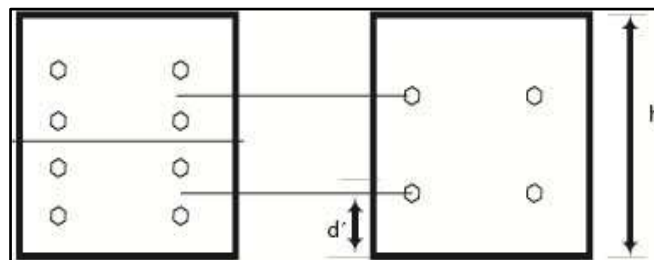


Figura 40 – Ilustración de refuerzos; Fuente [Grupo Investigador]

$$d' = \left(\frac{45}{2}\right) = \frac{22.5}{2} = 11.25 \text{ cm}$$

Se utiliza el mismo diagrama de interacción anterior solo cambia el Ast y el recubrimiento d'

Tabla 45 – Tabla de resultados eje Y; Fuente: [Grupo Investigador]

Columnas	45cm x 45cm	40cm x 40cm	35cm x 35cm
% cuantía	1%	1%	1%
acero	8 # 6	6 # 6	4 # 6 y 2 #5
Ast	2272mm ²	1136 mm ²	1136 mm ²
d'	112.8 mm	40 mm	40 mm
Cb	241.2 mm	211.8 mm	182.4mm
pu	856 kn	668 kn	504 kn
Mu	152 kn.m	142 kn.m	97 kn.m

8.2.10. PÓRTICOS

El siguiente procedimiento se debe emplear para asignar los cortantes mayorados en el piso a los pórticos, a través de sus columnas.

La ecuación (a) se utiliza para encontrar el cortante transmitido por una columna individual con columnas centrales y la ecuación (b) para columnas de borde. (ACI-318)

$$(a) \quad V_u = \frac{2 \cdot V_{iu}}{n_e + 2 \cdot n_c}$$

$$(b) \quad V_u = \frac{V_{iu}}{n_e + 2 \cdot n_c}$$

V_u = cortante

V_{iu} = cortante mayorado debido a fuerzas laterales en el nivel i o x, respectivamente, en kn

n_c = número de columnas centrales en el nivel, para la dirección bajo estudio y para toda la estructura.

n_e = número de columnas de borde en el nivel, para la dirección bajo estudio y para toda la estructura.

Para obtener V_{iu} se utiliza la tabla de la fuerza horizontal donde el cortante es dividido entre R que es la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del sistema estructural de resistencia sísmica, descrito mediante el factor de modificación de respuesta. (ACI-318)

R = 5

Tabla 46 – Cálculo de cortante en estructura; Fuente: [Grupo Investigador]

PISO	ALTUR A	PESO (KN)	$m \times h^k$	C_{vx}	V_s	F_x	V	V/R
4	10.2	746.8	777.2816	0.377	2776	1048	1048	210
3	7.9	679.97	548.1391	0.266	2776	739	1786	357
2	5.6	750.47	428.8400	0.208	2776	578	2364	473
1	3.3	907.21	305.4891	0.148	2776	412	2776	555
	TOTAL	3084.45	2059.749 8	1.000				

Después de dividir el cortante entre R se divide entre el número de pórticos que hay en el eje x (5 pórticos) y el eje y (3 pórticos)

Tabla 47 – Tabla cimentación; Fuente: [Grupo Investigador]

PISO	ALTURA (m)
cimentación	1
1	2.3
2	2.3
3	2.3
4	2.3

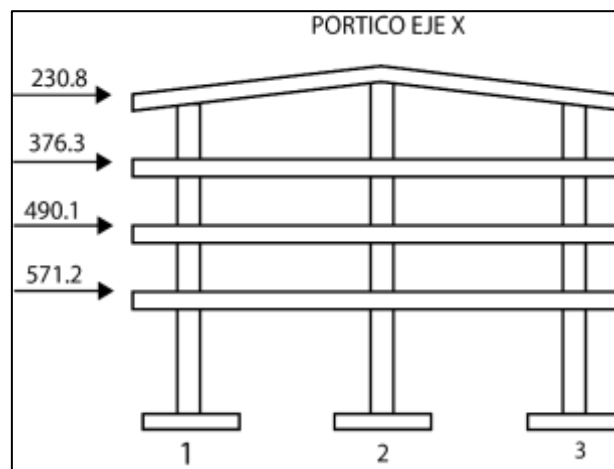


Figura 41 – Fuerzas actuantes en eje X; Fuente: [Grupo Investigador]

Columna central eje 2

$$V_u = \frac{(2 * 555/5)}{2 + 2 * 1} = 56kn$$

Columna de borde 1 y 3

$$V_u = \frac{(* 555/5)}{2 + 2 * 1} = 28kn$$

8.2.10.1. MOMENTO

El momento en la columna debido a la fuerza lateral se debe obtener con la ecuación (a)

h_{pi} corresponde a la altura de piso Y V_u corresponde al valor obtenido anteriormente.

$$(a) \quad M_u = V_u \cdot \frac{h_{pi}}{2}$$

$$Mu = 74 \cdot \frac{2.3}{2} = 63.83 kn.m < 378 kn.m$$

$$Mu = 37 \cdot \frac{2.3}{2} = 31.91 kn.m < 378 kn.m$$

Los momentos hallados deben ser menores a los encontrados en el diagrama de interacción por lo cual las columnas están cumpliendo con la resistencia.

Resumen de resultados:

Tabla 48 – Tabla resultados eje X

NIVEL	eje x	Vu cc	Vu cb	Mx cc	Mx cb
1	555	56	28	63.83	31.91
2	473	47	24	54.40	27.20
3	357	36	18	41.06	20.53
4	210	21	11	24.15	12.08

Tabla 49 – Tabla de resultados eje Y

NIVEL	eje y	Vu cc	Vu cb	My cc	My cb
1	555	74	22	85.10	25.53
2	473	63	19	72.53	21.76
3	357	48	14	54.74	16.42
4	210	28	8	32.20	9.66

Los momentos en las columnas de borde y centrales en todos los niveles son menores a los momentos hallados en el diagrama de interacción, por lo cual las columnas cumplen con la resistencia requerida.

8.2.11. RESISTENCIA A MOMENTO BIAxIAL

$$\frac{(M_u)_x}{(\phi \cdot M_n)_x} + \frac{(M_u)_y}{(\phi \cdot M_n)_y} \leq 1.0$$

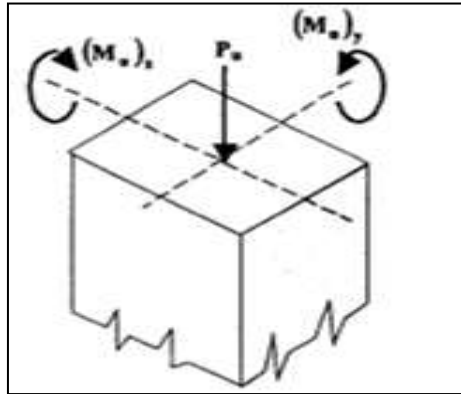


Figura 42 – Columna sometida a momentos biaxiales; Fuente: [Grupos Investigador]

Columna 45cm x 45 cm

$$\left(\frac{63.83}{378} \right) + \left(\frac{85}{152} \right) = 0.73 \leq 1.0$$

Tabla resumen:

Tabla 50 – Resistencia a momento biaxial según nivel; Fuente: [Grupo Investigador]

nivel	Resistencia a momento Biaxial
1 (45x45)	0.73
2 (45x45)	0.62
3 (40x40)	0.63
4 (35x35)	0.54

Tabla 51 – Resumen longitud de columnas

NIVEL	REFUERZO
1	8 varillas # 6
2	8 varillas # 6
3	6 varillas # 6
4	4 varillas # 6 , 2 # 5

En todas las columnas el resultado fue menor a 1 por lo tanto las columnas cumplen con la resistencia requerida.

8.2.12. NUDOS

Para realizar el análisis de nudo viga columna mostrada a continuación, se determina si el nudo cumple con la sección 11.5.3.3 de la ACI 318-02 , si no cumple se rediseña las columnas para que cumplan con esta disposición.

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_g$$

$\sum M_c$ = Suma de las menores resistencias a flexión ($\Phi^* M_n$) de las columnas que llegan a un nudo, en N.mm

$\sum M_g$ = Suma de las menores resistencias a flexión ($\Phi^* M_n$) de las vigas que llegan a un nudo, en N.mm.

A continuación se analizara el nudo en la columna C2 en el nivel 1 donde M_{c1} es la columna inferior y M_{c2} es la columna superior, de la misma forma se realizara el análisis en los nudos para el resto de la estructura según la ubicación de las columnas.

$$\sum M_c = M_{c1} + M_{c2}$$

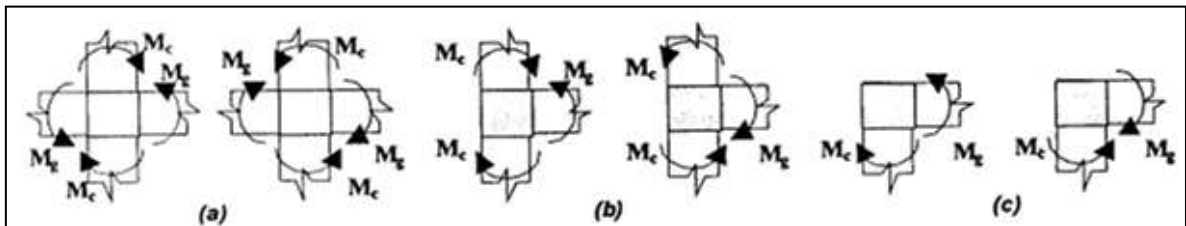


Figura 43 – Resistencia mínima a flexión en columnas

En la tabla 39. Están los valores de los momentos en las columnas.

$$\sum M_c = 63.83 \text{ kn. m} + 54.40 \text{ kn. m} = 118.23 \text{ kn. m}$$

Los momentos en las vigas que llegan a la columna C2 son los momentos positivos encontrados en la tabla 39.

$$\sum M_g = M_{g1} + M_{g2} * \frac{6}{5}$$

$$\sum M_g = 43.45 \text{ kn. m} + 29.38 \text{ kn. m} = 72.83 * \frac{6}{5} = 87.4$$

$$118.23 \geq 87.4$$

Está cumple por lo tanto no es necesario rediseñar las columnas. Las columnas cumplen con la resistencia mínima a flexión.

8.2.12.1. RESISTENCIA A CORTANTE

$$\Delta V_e = \frac{(M_{pr})_{sup} + (M_{pr})_{inf}}{h_n}$$

La fuerza cortante mayorada de diseño ΔV_e corresponde al desarrollo de la máxima capacidad del refuerzo a flexión en las caras de los nudos, se debe obtener empleando la ecuación (11-21)

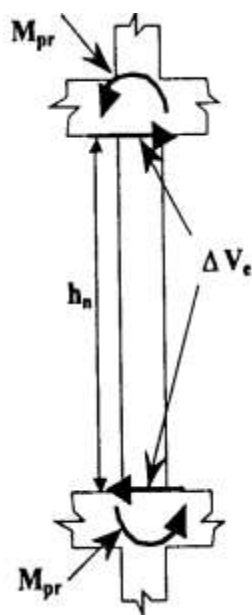


Figura 44 – Cálculo de ΔV_e en columnas

h_n = distancia libre entre apoyos laterales de la columna

M_{pr} = Resistencia probable del elemento a flexión en la cara del nudo calculada usando f_{ypr} y $\Phi=1$ en N.mm (ACI-318)

$$\Delta V_c = \frac{(118.23 \text{ kn.m})}{2.3} = 51.40 \text{ kn}$$

Resistencia a cortante en el nudo.

La resistencia horizontal dentro del nudo se debe verificar para las fuerzas cortantes debidas al desarrollo de la resistencia a momento probable de las vigas y columnas que llegan al nudo.

$$V_u = f_{ypr} \cdot (A_s + A'_s)_{viga} - (\Delta V_e)_{columna} \quad (11-22)$$

$$V_u \geq \begin{cases} f_{ypr} \cdot (A_s)_{viga} - (\Delta V_e)_{columna} \\ f_{ypr} \cdot (A'_s)_{viga} - (\Delta V_e)_{columna} \end{cases} \quad (11-23)$$

f_{yp} = resistencia máxima probable especificada del refuerzo en MPa ($f_{yp} = 1.25 \cdot f_y$)

A_s = Área de refuerzo longitudinal a tensión en mm^2

A'_s = Área de refuerzo longitudinal a compresión

ΔV_c = Fuerza cortante mayorada de diseño debida al desarrollo de la capacidad probable a flexión del elemento en las caras de los nudos. En N.

Los valores del refuerzo positivo y negativo se obtienen de la tabla 1 según el área de la varilla de la tabla 5.1 de la ACI 318-02

$$V_u = f_y \cdot 1.25 \cdot (A_s \text{ refuerzo positivo} + A_s \text{ refuerzo negativo}) - \Delta V_c$$

$$V_u = 420 \cdot 1.25 \cdot (3\#4 + 2\#5,1\#4) - \Delta V_c$$

$$V_u = 420 \cdot 1.25 \cdot (387 + 527) - 51.40 = 476.12$$

Nudos confinados en las cuatro caras	$\phi \cdot V_n = \phi \cdot 1.70 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$
Nudos confinados en tres caras o en caras opuestas	$\phi \cdot V_n = \phi \cdot 1.25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$
Otros nudos	$\phi \cdot V_n = \phi \cdot 1.00 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$

$$\Phi \cdot V_n = 0.75 \cdot 1.7 \cdot \sqrt{21} \cdot 450 \cdot 450 = 1183.16 \text{kn}$$

$$\Phi \cdot V_n > V_u$$

La resistencia a cortante en el nudo está cumpliendo.

8.2.13. CIMENTACIÓN

La cimentación que se realiza a continuación son zapatas combinadas unidas por vigas de cimentación, como se muestra en planta, con zapatas cuadradas y rectangulares.

Se realiza el diseño de las zapatas del eje B Como ejemplo, las otras zapatas tendrán el mismo procedimiento.

Zapatas B1 – B2

Criterios de diseño:

La carga muerta y la carga viva es la carga que baja por cada columna transmitiéndola de arriba hacia abajo hasta llegar a la zapata.

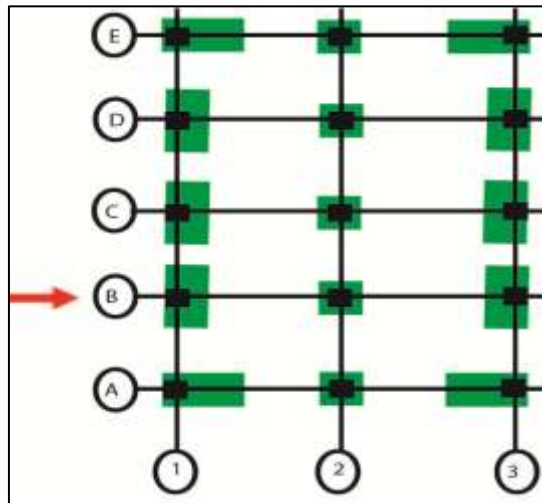


Figura 45 – Plano de cimentación; Fuente: [Grupo Investigador]

Tabla 52 – Cargas en columnas; Fuente: [Grupo Investigador]

Columnas	Carga muerta	Carga viva	P (kn)
B1	197.0417236	36.3176	233.359324
B2	314.0706152	70.5232	384.593815
B3	189.7308916	34.2056	223.936492

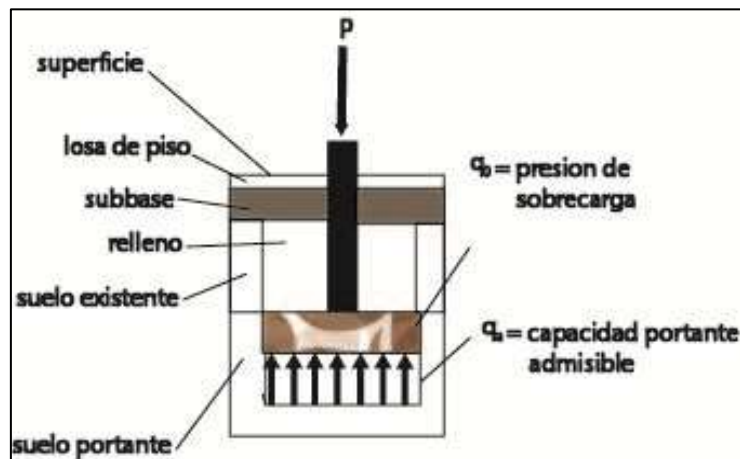


Figura 46 – Ilustración de cimentación; Fuente: [Grupo Investigador]

L = Luz entre columna B1- B2.

H_{c1} = Mayor dimensión de columna de lindero según esquema.

bc_1 = Menor dimensión columna de lindero según esquema

H_{c2} = Mayor dimensión de columna según esquema.

bc_2 = Menor dimensión columna de lindero según esquema.

q_a = La capacidad portante del suelo. Se puede obtener mediante un estudio de suelos, para este caso se asumió una arcilla firme de la tabla (14.1 ACI 318-02)

P desplante = Profundidad de zapata

H_{z1} = Altura de zapata 1

W_s = Peso del suelo

Tabla 53 – Datos entrada para cimentación; Fuente: [Grupo Investigador]

DATOS DE ENTRADA		
P1cm=	197	KN
P1cv=	36.31	KN
P2cm=	314.1	KN
P2cV=	70.52	KN
L=	3.57	metros
hc1=	0.45	metros
bc1=	0.45	metros
hc2=	0.45	metros
bc2=	0.45	metros
H=	0.8	metros
q_a =	200	KN/M2
P_DESPLANTE	1	metros
H_{z1} =	0.3	metros
H_{z2} =	0.3	metros
W_s	16	KN/M3
f'_c =	21	Mpa
f_y =	420	Mpa

El primer valor obtenido es el de H para emplearlo en la ecuación y encontrar reacciones R1 y R2. (ACI-318)

$$\sigma = \frac{P}{A} = A = \frac{233.36}{200} = 1.16m^2$$

$A = 2b * b$ (Zapata rectangular)

$$b = \sqrt{\frac{A}{2}} = 0.76m \approx 0.8m = H$$

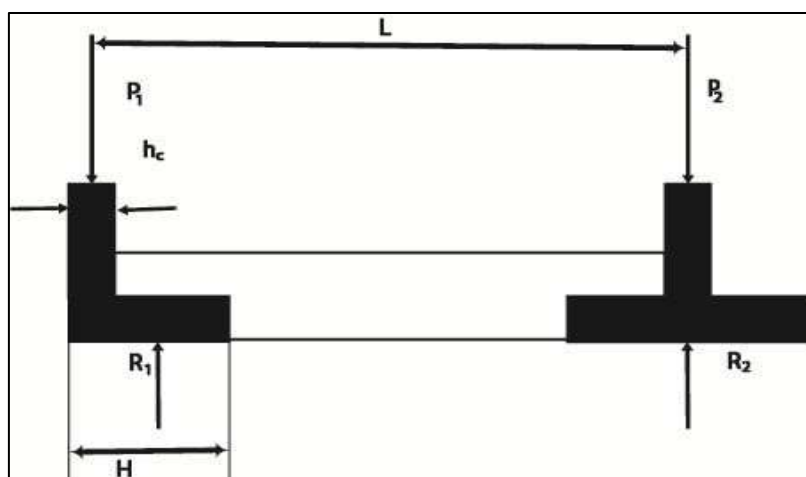


Figura 47 – Ilustración cimentación; Fuente: [Grupo Investigador]

$$P1 = P1_{cm} + P1_{cv}$$

$$P2 = P2_{cm} + P2_{cv}$$

$$q_{efectivo1} = q_a - 24 * H_{z1} - W_s * (p_{desplante} - H_{z1})$$

$$q_{efectivo2} = q_a - 24 * H_{z2} - W_s * (p_{desplante} - H_{z2})$$

$$PU1 = 1.2 * P1_{cm} + 1.6 * P1_{cv}$$

$$PU2 = 1.2 * P2_{cm} + 1.6 * P2_{cv}$$

Tabla 54 – Características de cimentación; Fuente: [Grupo Investigador]

P1=	233.3	KN
P2=	384.6	KN
qef1=	181.6	KN/M2
qef2=	181.6	KN/M2
PU1=	294.5	KN
PU2=	489.7	KN

8.2.13.1. DISEÑO ZAPATA B1 Y B2

$$\mathbf{R_1 = \frac{2 \cdot P_1 \cdot l}{2 \cdot l + h_c - H}}$$

$$\mathbf{R_2 = P_1 + P_2 - R_1}$$

$$R1 = \frac{(2 \cdot 233.36 \cdot 3.57)}{2 \cdot 3.57 + 0.45 - 0.8} = 245.3 \text{ kn}$$

$$B(\text{largo Z1}) = \frac{245.3 \text{ kn}}{\frac{181.6 \text{ kn}}{\text{m}^2} \cdot 0.8 \text{ m}} = 1.68 \text{ m} \approx 1.7 \text{ m}$$

$$R2 = 233.36 + 384.6 - 245.38 = 372.5 \text{ kn}$$

$$B(\text{largo Z2}) = \sqrt{(372.5/181.6)} = 1.43 \text{ m} \approx 1.5 \text{ m}$$

- REVISIÓN CORTANTE ZAPATA 1

$$q_{ultimo} = \frac{PU1}{H \cdot B(Z1)}$$

$$q_{ultimo} = \frac{294.5}{0.8 \cdot 1.7} = 216.5412 \text{ kn/m}^2$$

$$V = 216.5412 \cdot \left(\frac{1.7}{2 - \frac{0.45}{2 - 0.3 + 0.075}} \right) \cdot 0.8 = 69.29 \text{ kn}$$

$$d = \frac{69.29}{0.75 \cdot 0.17 \cdot 0.8 \cdot \sqrt{(21)}} = 148.24 \text{ mm}$$

$$dz = 0.3 \cdot 1000 - 75 = 225 \text{ mm}$$

El espesor requerido por cortante es de 148.24 mm debido ya que se asumió un d=225 mm, se puede concluir que la sección cumple a cabalidad con los requisitos de la normatividad.

- REVISIÓN MOMENTO ZAPATA B1

$$M = 33.83 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$Rn = 0.928$$

Cuantía= 0.0033

$$A_s = 0.0033 * 1000 * 225\text{mm} = 743 \text{ mm}^2$$

4 varillas # 5 cada 25 cm

- REFUERZO ORTOGONAL

$$A_s = 0.0018 * 1000 * 225\text{mm} = 405 \text{ mm}^2$$

4 varillas # 4 cada 25 cm

Tabla 55 - Tabla resumen diseño zapata 1; Fuente: [Grupo Investigador]

DATOS DE ENTRADA			DISEÑO ZAPATA 1		
P1cm=	197	KN	R1=	245.3	KN
P1cv=	36.31	KN	B(LARGO Z1)=	1.69	metros
P2cm=	314.1	KN	B(LARGO Z1)=	1.70	metros
P2cV=	70.52	KN	R2=	372.6	KN
L=	3.57	metros	B(LARGO Z2)=	1.43	metros
hc1=	0.45	metros	B(LARGO Z2)=	1.5	metros
bc1=	0.45	metros	Revisión cortante zapata lindero		
hc2=	0.45	metros	qu=	216.5412	KN/M2
bc2=	0.45	metros	VU=	69.29318	KN
H=	0.8	metros	d=	148.2452	mm
qa=	200	KN/M2	Dz	225	mm
P_DESPLANTE	1	metros	Revisión momento zapata lindero		
H _{z1} =	0.3	metros	M=	33.83	KN
H _{z2} =	0.3	metros	R _n =	0.928246	
PESO SUELO	16	KN/M3	cuantía=	0.0033	
f'c=	21	Mpa	A _s =	742.5	mm2/M
f _y =	420	Mpa	□	4	N 5
P1=	233.3	KN	Cada	25	centímetros
P2=	384.6	KN	Refuerzo dirección ortogonal		
q _{ef1} =	181.6	KN/M2	A _s =	405	mm2/M
q _{ef2} =	181.6	KN/M2		4	N 4
PU1=	294.5	KN	Cada	25	centímetros
PU2=	489.7	KN			

- REVISIÓN POR CORTANTE ZAPATA B2

$$Lc = \frac{\frac{Bz2}{2-hc2}}{\frac{2-hz2+0.075}{2-0.3+0.075}} = \frac{1.5}{\frac{2-0.45}{2-0.3+0.075}} = 0.3m$$

$$q_u = \frac{PU2}{BZ2 * BZ2} = \frac{489.7}{1.5 * 1.5} = 217.7kn/m2$$

$$d = \frac{(Lc * q_u * Bz2)}{\phi * 0.17 * Bz2 * \sqrt{f_c}} = \frac{0.3 * 217.7 * 1.5}{0.75 * 0.17 * 1.5 * \sqrt{21}} = 111.8$$

$$dz = 0.3 * 1000 - 75 = 225 mm.$$

El espesor requerido por cortante es de 148.24 mm debido ya que se asumió un d 225 mm se puede concluir que la sección cumple a cabalidad con los requisitos de la normatividad.

- REVISIÓN POR PUNZONAMIENTO.

$$\beta = 1$$

$$BO = 2 * (dz + hc2 * 1000) + 2 * (dz + bc2 * 1000)$$

$$A = Z2 * Z2 - \left(\frac{qef2}{1000 + hc2} \right) * \left(\frac{qef2}{1000 + bc2} \right)$$

$$Vu = q_u * A$$

$$d1 = \text{no aplica a menos que } \beta > 2 \quad (a) \quad V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$d2 = 95.1 \quad (b) \quad V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$d3 = 127.5 \quad (c) \quad V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

- REVISIÓN POR MOMENTO.

$$Lm = \frac{\frac{bz2}{2 - \frac{hc2}{2}}}{2}$$

$$Mu = \frac{(qu * bz2 * Lm * Lm)}{2}$$

Tabla 56- Revisión por punzonamiento; Fuente: [Grupo Investigador]

Revisión por punzonamiento		
Ecuación 1		
$\alpha =$	1	
BO=	2700	mm
A=	1.8	metros 2
VU=	390.5	KN
d1=	83	
Ecuación 2		
$\alpha_s =$	40	
$\alpha_s =$	30	
$\alpha_s =$	20	
d2=	95.1	
Ecuación 3		
d3=	127.5	
dz=	225	
Revisión por momento		
Lm=	0.525	metros
MU=	45.0	KN.M

$$R_n = 0.66$$

$$\text{Cuantía} = 0.0033$$

$$A_s = 0.0033 * 1000 * 225\text{mm} * 1.5 = 113.8 \text{ mm}^2$$

6 varillas # 5 cada 25 cm en ambas direcciones.

8.2.14. DISEÑO VIGA A FLEXIÓN:

Refuerzo superior:

$$M_U = P_U l * \frac{h c_1 * H}{2}$$

B = se asume un valor.

h = se asume un valor.

$$R_n = 1.36$$

$$\text{Cuantía} = 0.00336$$

$$A_s = 0.00336 * (H - 40) * B = 483.8 \text{ mm}^2$$

3 varillas # 5 cada 25 cm en ambas direcciones

Refuerzo inferior:

$$A_s = 0.0033 * (H - 75) * B = 429 \text{ mm}^2$$

3 varillas # 5 cada 25 cm en ambas direcciones

8.2.15. DISEÑO VIGA CORTANTE

$$V_u = 279.3 \text{ kn}$$

$$V_c = 101.3 \text{ kn}$$

$$s = 50 \text{ mm}$$

$$A_f = 2 \text{ 3amas \#3}$$

$$V_s = 387.7$$

$$V_{UR} = 285.4 \text{ KN} > V_u = 279.3 \text{ kn}$$

VUR Debe ser mayor al cortante por carga de servicio V_u para que cumpla.

9. CONCLUSIONES

- Se puede concluir que la norma NSR-10 establece que el título C proporciona los requisitos mínimos para el diseño de elementos de estructuras nuevas y la evaluación de estructuras ya existentes, mientras que en la ACI 318-02 el alcance menciona que los requisitos esenciales están destinados al diseño de estructuras nuevas de concreto reforzado con algunas restricciones, por lo cual la matriz solo hace énfasis en la comparación de los elementos estructurales, teniendo fijas las restricciones de la ACI318-02. (Véase en la página 51)
- La ACI 318-02 en el alcance menciona que los requisitos esenciales están destinados al diseño de estructuras nuevas de concreto reforzado con algunas restricciones, por lo cual la matriz solo hace énfasis en la comparación de los elementos estructurales, teniendo fijas las restricciones de la ACI318-02.
- La utilización tanto de formulación como de requerimientos mínimos se considera válido en las normatividades que se analizan (NSR-10 y ACI-318) para el diseño de elementos como las columnas con refuerzos transversales.
- En los casos de diseño de vigas, presenta gran importancia los refuerzos en zonas de momentos críticos que pueden afectar la estructura de manera negativa, debido a que estos son sometidos a grandes fuerzas a tracción flexionantes que necesitan de una distribución adecuada para evitar fisuramientos
- Para el uso de materiales cementantes se deben tener en cuenta las amplias gamas de normas que tienen estos para su elaboración y distribución como los son (ASTM C 150), (ASTM C 595) y (ASTM C 845).
- Los requisitos dimensionales dados en el capítulo 1 de la ACI 318-02 fue necesario verificarlos ya que esta norma especifica que si la edificación se diseña por fuera de estas limitaciones podría fallar la estructura.
- Para la determinación de la carga viva y carga muerta se utilizó la norma ACI 318-02 ya que tenía mayor valor que la NSR10. Para el peso de la losa se utilizó las especificaciones del bloquelón Santafé, ya que fue necesario reducir el peso de la edificación, por lo tanto no fue conveniente utilizar una losa de concreto reforzado.
- El proceso de diseño de la edificación está basado en su mayoría por las especificaciones de la ACI 318-02 que a su vez cumple con la normatividad colombiana NSR 10. En los elementos que no cumplen con la NSR 10 se utilizan los criterios de la NSR 10.
- En la ACI 318-02 no se especifica una manera en la cual se pueda controlar la deriva, por lo tanto es necesario utilizar un método en el cual

se pueda verificar. En este trabajo se utiliza el software Etabs y las fórmulas de Wilbur, las cuales dieron resultados similares y cumplieron en ambos casos con la deriva que no puede ser mayor al 1%.

- En la ACI 318-02 no se especifica una manera en la cual se pueda controlar la deriva, por lo tanto es necesario utilizar un método en el cual se pueda verificar. En este trabajo se utiliza el software Etabs (anexos) y las fórmulas de Wilbur, en los cuales se puede concluir que Wilbur presenta mayor deriva (Pagina 180) en ese orden mayor dimensión en la columnas. en ambos casos cumplieron con la deriva que no puede ser mayor al 1% de la altura del entrepiso.
- Al verificar el diseño por Etabs (anexos) utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente se concluye que la edificación cumple con las dimensiones y acero calculados en el proceso de diseño de este trabajo, con el aliciente de que se puede reducir las dimensiones.

10. RECOMENDACIONES

Una vez concluida la investigación cabe mencionar aspectos relevantes que no se pudieron abarcar:

- En la investigación se muestra el proceso de diseño de una edificación de 4 niveles de manera detallada, que puede ser utilizada por profesionales de la ingeniería civil como guía para proyectos, de igual forma se puede extender la investigación a través de la elaboración de un manual constructivo con las bases que se dan en el presente informe.
- La investigación se puede extender a través de la utilización de otros programas de diseño relacionados con ingeniería civil que pudiesen llegar a complementar lo presentado en esta.
- Basado en el presente trabajo se pueden realizar más matrices comparativas teniendo como referencia otro tipo de normatividades vigentes alrededor del mundo, de manera que no sólo aplique en esta región de forma que se extienda a nivel global.
- Se puede complementar la investigación elaborando diseños con otro tipo de especificaciones como lo podrían ser casas de dos niveles o estructuras mayores a cinco pisos, para de esta forma tener un campo más amplio en el ámbito de la construcción.
- Es recomendable estudiar diseños de otros lugares a nivel nacional, teniendo en cuenta el riesgo sísmico de la respectiva zona que puede llegar a ser de utilidad al momento de planificar una obra de construcción.

BIBLIOGRAFÍA

ACI-318.

Alama, V. P. *Diseño y cálculo de estructuras de concreto*.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (2010). USA.

AQUHYS Arquitectura. (2014). Recuperado el Junio de 2014, de <http://www.arqhys.com/construccion/construccion-estructuras.html>

Asociación Colombiana De Ingeniería Sísmica. (2007). Recuperado el julio de 2014, de <http://www.asosismica.org.co/?idcategoria=1052>

Betancourt, V. (2014).

Garzon, P. A. (2011). *Universidad Nacional De Colombia*. Recuperado el Junio de 2014, de http://www.bdigital.unal.edu.co/5110/1/299996.2011_pte._1.pdf

Instituto Nacional De Prevención Sísmica. (1987).

NSR-10.

NSR-10. (2010). Recuperado el Junio de 2014, de <http://www.scg.org.co/Titulo-A-NSR-10-Decreto%20Final-2010-01-13.pdf>

(2010). NSR-10. Tabla A.4.2-1.

Proaño, M. R. (2011). Temas De Hormigon Armado. *Escuela Politecnica de Ejército - Ecuador* , 49-66.

Risaralda, C. A. *Diagnostico de riesgos ambientales en municipio de pereira*. Pereira.

Sampieri, R. H. (1991). *Metodología De La Investigación*. Mexico.

SantaFé. (2011). Recuperado el Julio de 2014, de <https://dl.dropboxusercontent.com/u/78005031/construya%20facil/ManualPlacaFacil/ManualPlacaFacil.pdf>

Sena. *Procesos y procedimientos para la construcción de estructuras en concreto*. Manizales.

Sísmica, A. C. *Manual De Construcción Sismoresistente De Viviendas* .

Universidad De Oriente. (2012). Recuperado el Junio de 2014, de http://www.univo.edu.sv:8081/tesis/019815/019815_Cap2.pdf

Wikipedia. (2012). Recuperado el Junio de 2014, de <http://es.wikipedia.org/wiki/NSR-10>